

**laboratorio central
de ensayo
de materiales
de construcción**

publicación n.º 204

ENSAYOS GEOMECAÑICOS DE PRESAS EN MODELO REDUCIDO

Avelino Samartín Quiroga
Doctor Ingeniero de Caminos
Licenciado en Ciencias Matemáticas

Luis María Ortega Basagoiti
Ingeniero de Caminos

I.S.B.N. 84 - 400 - 9131 - 1
Dep. Legal: M. 29308 - 1975
Rubio y Castro, S. L.
Matilde Hernández, 75 - Madrid-25

INDICE

	<u>Página</u>
ENSAYOS GEOMECHANICOS DE PRESAS EN MODELO REDUCIDO	5
1. Introducción	5
2. Generalidades	5
3. Realización del Modelo	6
3.1. Materiales utilizados	6
3.2. Reproducción del valle. Diaclasas. Límites del modelo	7
3.3. Reproducción de la presa	10
4. Acciones consideradas en el ensayo	10
5. Medidas realizadas. Aparatos utilizados	14
6. Ciclos de carga	14
7. Evaluación de la seguridad a rotura	15
8. Presa de El Atazar	17
9. Ensayo de la Presa de Riaño	28
10. Nota final	42
REFERENCIAS	43

ENSAYOS GEOMECAÑICOS DE PRESAS EN MODELO REDUCIDO

1.—INTRODUCCION

Hace ya varias décadas, comenzó a aplicarse al análisis de presas el estudio experimental en modelos reducidos, campo en el que se ha trabajado durante muchos años en el Laboratorio Central. Durante este tiempo, la técnica de tales ensayos ha ido perfeccionándose, consiguiendo reproducir con mayor fidelidad la situación real, en particular, aspectos tan importantes como las posibles discontinuidades existentes en el valle así como la interacción presa-terreno de cimentación, apareciendo así, de una forma natural los ensayos geomecánicos. Como resultado de esa evolución se han llevado a cabo algunos ensayos geomecánicos de presas en dicho Laboratorio, los cuales constituyen el objeto de esta publicación.

2.—GENERALIDADES

La característica diferenciadora esencial de los ensayos geomecánicos en modelo de presas, en relación con los denominados normales, se deriva directamente del hecho de simular en los primeros los rasgos más importantes que definen el comportamiento bajo carga del terreno de cimentación considerado en su conjunto.

Dentro de los ensayos geomecánicos, existe la posibilidad de realizar ensayos elásticos, en los que las cargas solo alcanzan los valores máximos previsibles en la realidad, o ensayos a rotura en los cuales las mencionadas cargas son mayoradas hasta llegar a una situación de ruina del modelo. Este último tipo será el aquí considerado, puesto que su interés e importancia supera notablemente al primero, quedando además el ensayo elástico, prácticamente englobado en él.

Indudablemente, el estudio del comportamiento a rotura del conjunto presa-valle, constituye una poderosa herramienta en el análisis de su seguridad.

Conviene en este punto, advertir la diferencia entre los ensayos a rotura normales y los ensayos a rotura geomecánicos de los cuales aquí se trata. En el primitivo ensayo a rotura, el terreno era representado por un material de características resistentes (elásticas y plásticas) semejantes a las del cimiento real sin reflejar los posibles accidentes

geológicos existentes (fallas, diaclasado, etc.). Con ello, el examen del comportamiento a rotura, proporcionaba información sobre la seguridad de la "estructura-presa", al tener en cuenta que el terreno de apoyo era deformable. Pero desde esta perspectiva, no se contemplaba la posibilidad de un fallo del conjunto presa-valle por causa de la influencia de las características geomecánicas de la roca de cimentación como un todo, (incluyendo las fallas, diaclasado etc.), así como posibles deslizamientos, lo cual puede producir tipos de rotura imposibles de alcanzar en los ensayos normales. Supone, por tanto, un notable avance en el campo del estudio de presas, la puesta a punto de estos ensayos geomecánicos.

En los siguientes apartados se describen los aspectos fundamentales de algunos ensayos realizados en el Laboratorio Central, presentándose, en particular, resultados de los efectuados sobre las presas de El Atazar y Riaño.

3.—REALIZACION DEL MODELO

3.1.—Materiales utilizados

Punto clave en la ejecución del modelo reducido, es la elección de los materiales con los que se ha de construir. Estos, tendrán que satisfacer diversas condiciones derivadas de la semejanza que ha de existir entre realidad y modelo. Esta semejanza tendrá que cumplirse en cuanto al comportamiento hasta rotura de los materiales bajo diferentes tipos de sollicitaciones. Así, el material ideal para reflejar en el modelo el hormigón de una presa, tendría que presentar unas características de fluencia, deformabilidad, forma de fisuración, comportamiento plástico, etc. semejantes a dicho hormigón; y esto, para cualquier tipo de sollicitaciones.

En la práctica, los ensayos que se utilizan habitualmente para estudiar un material en su aspecto resistente, son los de tracción o compresión simple, realizándose rara vez pruebas con estados de tensión doble o triple (1). Esta situación conduce a admitir como característico y definitorio del comportamiento bajo carga del material, el mencionado ensayo a compresión o tracción simple. Será esto, por tanto, lo que sirva para juzgar si es o no adecuado un material, en cuanto a su función de simulación de otro existente en la realidad. Es decir, las curvas tensión-deformación a compresión o tracción simple de los materiales del prototipo y del modelo deben ser semejantes, manteniéndose esta relación de semejanza hasta llegar a la rotura.

En lo que afecta a la presa en sí, esta aproximación puede estimarse que reproduce con suficiente fidelidad la situación real. Pero si se considera el terreno, limitarse a reproducirlo con un material de determinadas características de resistencia y deformabilidad, pero homogéneo, es, sin duda, una solución que queda muy lejos de reflejar en el

(1) Exceptuando los sueños, en donde es frecuente el ensayo triaxial.

modelo la realidad del problema. Evidentemente, la resistencia de un macizo rocoso viene limitada sobre todo, aparte de la influencia de estados bi o tritensionales, por la existencia de discontinuidades en su masa, más que por la propia resistencia de la roca homogénea (que usualmente alcanza valores bastante altos). Inmediatamente, surge por sí misma, la necesidad de introducir en el modelo esas discontinuidades antes mencionadas, es decir, fallas, diaclasas, etc.

La simulación de estas singularidades en el modelo deberá ser lo más fidedigna posible. Las magnitudes que caracterizan el comportamiento resistente en dichas discontinuidades son el ángulo de rozamiento y la cohesión, y cuando el espesor sea apreciable, la deformabilidad en la dirección normal a la falla o diaclasa.

En el apartado 3.2 se indica la forma habitual de simulación de estos accidentes.

En un principio, el material que parece más adecuado para simular el hormigón en la presa es otro hormigón de propiedades diferentes. En estos hormigones utilizados en modelos, el tamaño máximo del árido disminuye, y se varía la dosificación con vistas a conseguir un producto con las características deseadas. En general, el microhormigón refleja adecuadamente las propiedades del hormigón real, pero presenta el inconveniente de que su módulo de elasticidad se mueve entre límites muy estrechos y esto da lugar, al ser la relación entre módulos del hormigón real y del microhormigón aproximadamente la unidad, a que se tengan que aplicar al modelo cargas muy fuertes lo cual resulta generalmente difícil de conseguir. Para paliar esta desventaja, se han utilizado diversos productos como áridos en la fabricación de las mezclas. En el Laboratorio Central se han empleado la piedra pómez y la perlita con satisfactorios resultados (Ap. 9).

Las mezclas de escayola, diatomeas y agua, presentan dos importantes ventajas. La primera reside en su docilidad para el moldeado, lo que las hace muy útiles en la fabricación de modelos complicados. La segunda es la posibilidad de variar, cambiando las proporciones de los productos integrantes de la mezcla, el módulo de elasticidad y resistencia de la misma. Como contrapartida presentan varios inconvenientes entre los que podemos citar:

- Absorbe fácilmente la humedad, lo que afecta de manera importante a sus características elásticas y resistentes. Para ello se hace necesario recurrir a impermeabilizar el modelo, una vez que se ha logrado su secado.
- No reproduce los fenómenos de fluencia, fisuración, etc. con la fidelidad que se consigue utilizando cemento como conglomerante.
- Presenta habitualmente excesiva dispersión en los valores del módulo de elasticidad para una misma mezcla.

En el apartado 8 se presentarán resultados del ensayo de la Presa de El Atazar en que se han utilizado mezclas de este tipo.

3.2.—Reproducción del valle. Diaclasas. Límites del modelo

Como se ha señalado en el apartado anterior, la reproducción del valle engloba dos aspectos fundamentales. El primero se refiere al material utilizado en dicha tarea,

y el segundo, a la simulación en ese material de las discontinuidades existentes en el material real.

La cuestión referente al material a emplear ha quedado ya reflejada en el apartado 3.1.

Por su parte, la simulación de diaclasas, fallas y discontinuidades similares, es en general imposible realizarla reproduciendo exactamente la realidad. Se presenta, por tanto, en primer lugar el problema geológico de idealizar el terreno real para poder construir el modelo. Ciertos tipos de terreno rocoso suelen presentar en su masa diaclasas que se pueden agrupar en:

- a) Diaclasas principales
- b) Sistemas continuos de diaclasado.

Las diaclasas a reproducir se suponen planas y para materializar en el modelo estos planos se construye el valle por bloques separados, limitados por dichas discontinuidades. Para los sistemas continuos de diaclasado se toma una orientación determinada, quedando las diaclasas reproducidas por un sistema de planos paralelos. En todo este aspecto de la idealización geológica del valle intervienen los especialistas que hayan estudiado el caso real de que se trate, definiendo las discontinuidades que conviene reproducir, orientación de los planos de diaclasado uniforme, separación entre los mismos, etc.

En el caso de existencia de varios sistemas continuos de diaclasado, se puede llegar a construir el valle con ladrillos independientes (ver apartado 8) de caras paralelas a los planos de cada sistema.

Teniendo en cuenta la escala del modelo (del orden de 1:100 ó 1:150), se ve claramente que no se pueden, en muchos casos, reflejar todas las diaclasas existentes en el terreno en cada dirección; la elección de cuales se han de reproducir en el modelo vendrá obligada (aparte del criterio geológico) por el tamaño del ladrillo resultante; si éste es muy pequeño, podría disminuir de forma excesiva el módulo de deformabilidad del conjunto. En cada caso, para decidir el tamaño adecuado de los ladrillos, y por tanto la separación entre diaclasas, será conveniente la realización de ensayos de conjuntos de al menos 100 ladrillos.

Con esto queda reflejada la forma geométrica de las diaclasas. Para reflejar igualmente sus efectos en el conjunto del valle al cargar éste, ya se ha indicado anteriormente (apartado 3.1) que habrá que considerar la resistencia al deslizamiento y la deformabilidad en dirección normal al plano de la diaclasa. Por tanto, en las juntas entre bloques o ladrillos, se interpondrá un material que simule adecuadamente estos aspectos.

Con respecto al deslizamiento, la técnica normalmente empleada en el Laboratorio Central, consiste en hacer ensayos de corte sobre un conjunto de dos probetas del material utilizado en la construcción del valle. En la junta entre estas dos probetas se dispone el material de relleno a ensayar, y se mide la fuerza que provoca el deslizamiento entre ambas probetas, para varios valores de la presión normal al plano de separación.

Según el material de relleno ensayado sea o no cohesivo, se podrá presentar o no en el gráfico tensiones horizontales/desplazamientos, una resistencia de pico (fig. 1). En cualquier caso, la cohesión existente en la realidad no suele considerarse, pudiendo establecerse la relación entre resistencias al deslizamiento de realidad y modelo, tomando para este último la resistencia de pico o la residual. Los resultados de estas pruebas, comparados con el ángulo de rozamiento y la cohesión existentes en la realidad, permiten determinar el material de juntas más adecuado en cada caso. (1)

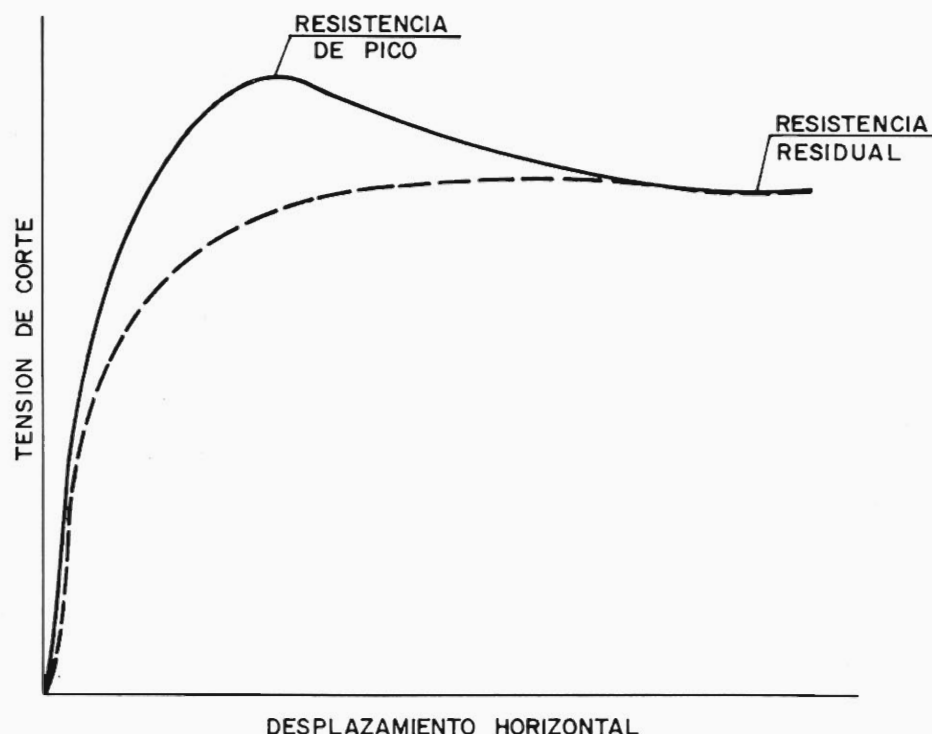


Fig. 1

Otra cuestión importante a determinar es la zona del valle que conviene reproducir en el modelo. Para ello habrá que estudiar cada caso particular, examinando las posibles superficies de deslizamiento, y los volúmenes a que afectarían. En cualquier caso, alrededor del cimiento de la presa debe quedar un espesor de terreno no inferior al afectado por las presiones transmitidas por dicho cimiento. Este espesor puede considerarse entre 3 y 4 veces el ancho del cimiento en cada punto.

(1) Indudablemente otros factores que caracterizan una diaclasa, tales como la dilatancia, no se reproducen en general cuantitativamente en un modelo.

3.3.—Reproducción de la presa

La construcción de la presa en el modelo, análogamente a lo que sucede en la realidad, se lleva a cabo construyendo bloques o dovelas independientes, separados por juntas verticales. Estas juntas son selladas después de haber terminado la construcción de las dovelas quedando el conjunto como un bloque monolítico, y no son necesariamente igual número que en la realidad, sino que según la escala empleada, pueden reproducirse la mitad o la tercera parte de las realmente existentes, según las conveniencias constructivas del modelo.

Además en cada caso particular se estudian los detalles de la presa que convenga reproducir en el modelo (pozos de inyección, aliviaderos, etc.).

Usualmente la construcción de la presa se lleva a cabo mediante la utilización de unos moldes obtenidos por vaciado en una maqueta previa de escayola o de madera. Otras técnicas, utilizan grandes bloques del material del cual se va a construir el modelo, y a partir de ellos, esculpen la forma definitiva del mismo.

En el Laboratorio Central se ha utilizado para la definición geométrica de la presa, en el caso de bóveda asimétrica de tres centros, el programa de ordenador presentado en la referencia (9).

4.—ACCIONES CONSIDERADAS EN EL ENSAYO

Dentro de la variedad de acciones a considerar en el cálculo de una presa, las usualmente tenidas en cuenta en estos ensayos son:

- a) Peso propio
- b) Presión hidrostática

Conviene advertir la diferencia existente entre las cargas comprendidas en estos dos grupos, para el caso de ensayos normales y el caso de ensayos geomecánicos.

En los ensayos normales, dentro de los anteriores apartados, sólo se hallan comprendidos el peso propio de la presa y el empuje hidrostático sobre el paramento de aguas arriba de la misma. Al pasar al ensayo geomecánico, en el que se estudia el comportamiento conjunto presa-valle, resulta evidente la necesidad de considerar también el peso propio del terreno y el empuje del agua sobre el mismo.

Se verán, a continuación, los sistemas normalmente empleados en la simulación de estas acciones, teniendo en cuenta que, en general, el sistema utilizado deberá permitir que las cargas sean fuertemente incrementadas, a fin de alcanzar la situación de rotura:

a-1 Peso propio de la presa.—Habitualmente se aplica por medio de tirantes puestos en tensión con un sistema de gatos. Para ello, se divide la presa en volúmenes parciales (dovelas), calculando su centro de gravedad y su peso. La fuerza correspondiente

es aplicada con un tirante cuyos extremos quedan anclados uno al c.d.g. de la dovela y el otro a un bastidor rígido al que se hace descender por medio de gatos hidráulicos (ver fig. 2).

Los pesos correspondientes a las dovelas superiores se aplican, en general, directamente en coronación por medio de gatos. Esto puede, en algunos casos, producir tracciones en el pie aguas arriba de las ménsulas, efecto a considerar al analizar los resultados del ensayo.

a-2) Peso propio del terreno.—Una forma de simular esta carga consiste en utilizar un dispositivo análogo al indicado para el peso propio de la presa, dividiendo el volumen de terreno de que se trate en bloques parciales. Este sistema es muy útil cuando el número de las discontinuidades reproducidas sea reducido. En caso contrario, los tirantes cortan a los planos de diaclasado, esquistosidad, etc. falseando las condiciones de deslizamiento de los mismos. Para soslayar este inconvenien-

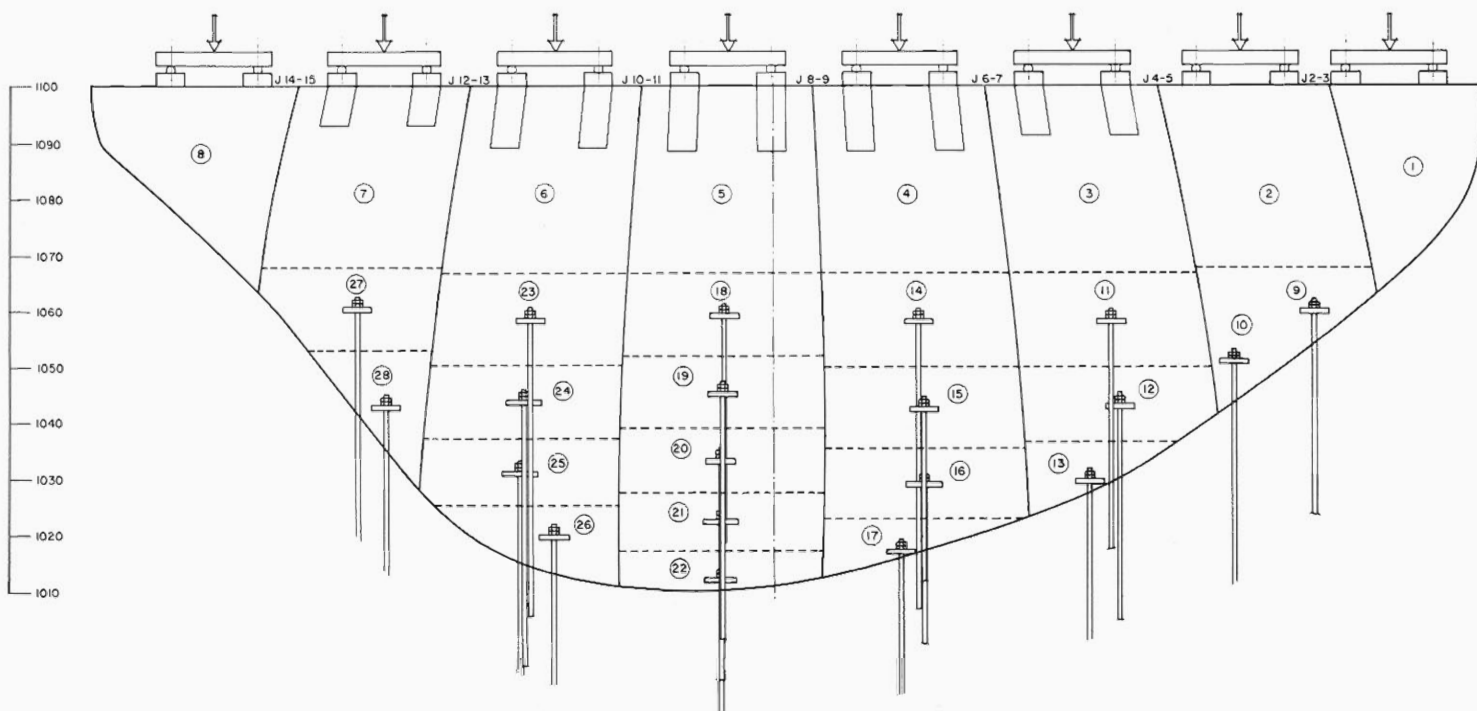


Fig. 2.—Sistema de aplicación de las fuerzas debidas al peso propio de la presa.

te, puede recurrirse a la aproximación de aplicar las fuerzas correspondientes a los mencionados volúmenes parciales mediante gatos que actúen sobre la superficie libre, intercalando entre ésta y dichos gatos unos macizos de reparto de presiones. Es decir, el sistema equivale a aplicar unas presiones uniformes, de resultante equivalente al peso, sobre la superficie del valle. Habitualmente resulta más ventajosa la utilización combinada de los dos sistemas expuestos. Conviene tener presente que, en cada caso habrá que estudiar a qué zonas de terreno reproducido en el modelo es necesario aplicarles las fuerzas de su propio peso por tener influencia en el desarrollo de posibles deslizamientos.

Estas técnicas de aplicación de fuerzas, permiten reproducir de forma aproximada el efecto de la subpresión, aplicando las cargas obtenidas al hallar los pesos a partir de la densidad sumergida del terreno.

Por último, se puede considerar un tercer sistema teniendo en cuenta las relaciones derivadas de la semejanza modelo-prototipo. En efecto, por consideraciones de análisis dimensional, se llega fácilmente a la relación:

$$\phi = \rho \cdot \lambda \quad (1)$$

donde:

$$\phi = \frac{\sigma_M}{\sigma_P} = \frac{E_M}{E_P} = \frac{\text{Tensión en el modelo}}{\text{Tensión en el prototipo}} = \frac{\text{Módulo de elasticidad en modelo}}{\text{Módulo de elasticidad en prototipo}}$$

$$\rho = \frac{\gamma_M}{\gamma_P} = \frac{\text{Densidad en el modelo}}{\text{Densidad en el prototipo}}$$

$$\lambda = \frac{L_M}{L_P} = \frac{\text{Longitud en el modelo}}{\text{Longitud en el prototipo}}$$

Si en la fórmula (1) hacemos: $\phi = \lambda$

Obtenemos: $\rho \simeq 1$

Es decir, si elegimos un material tal que la escala de tensiones (y módulos de elasticidad) sea aproximadamente igual a la de longitudes adoptadas, nos bastaría que su densidad fuera igual (con una cierta aproximación) a la del material del prototipo, para reproducir el efecto del peso propio. Por supuesto, estos valores pueden variar dentro de ciertos límites, de forma que puede elegirse un material en que sea $\phi \neq \lambda$, siempre y cuando se siga verificando la relación (1). Dichos límites son reducidos por el hecho de serlo los de variación de los valores de la densidad de los materiales habitualmente empleados en los modelos.

Si se recurre a este tercer sistema, se eliminan automáticamente los inconvenientes de los dos primeros, pero en contrapartida surgen otros no menos importantes. Así, el método tendrá aplicación siempre y cuando no se estime necesario o conveniente mayorar las cargas de peso propio para llegar a la rotura, puesto que en este caso es

imposible hacerlo. Además, el hecho de ser $\phi \simeq \lambda$ obliga a elegir entre las siguientes posibilidades:

- Hacer el modelo a escala ordinaria ($\lambda = \frac{1}{100}$ ó $\frac{1}{125}$ en los ensayos realizados en el Laboratorio Central), en cuyo caso el módulo de elasticidad del material tendrá que ser muy bajo, lo cual no es fácil de conseguir.
- Emplear materiales con módulos de elasticidad corrientes, en cuyo caso ϕ toma valores relativamente altos y los modelos serían difíciles de realizar, por resultar una escala de longitudes excesivamente grande.

b) Empuje hidrostático.—Se incluyen aquí, los dos casos de empuje, sobre el paramento de la presa y sobre el terreno (pantallas de impermeabilización, diaclasas aguas arriba en roca impermeable, etc.). Un primer sistema se basa en la adaptación del ya utilizado en los ensayos elásticos de presas en modelo, es decir, en el empleo del mercurio. Dentro de él se pueden diferenciar dos casos:

- El aumento del empuje hidrostático desea obtenerse manteniendo la forma triangular del diagrama de presiones (presión nula en coronación). Entonces, se tendrían que disponer varios compartimentos estancos, adosados al paramento aguas arriba en forma de franjas horizontales llenas de mercurio. Cada uno de ellos iría unido a un pequeño depósito, elevando el cual, puede conseguirse aumentar la presión en cada compartimento en la proporción deseada.
- El incremento del empuje hidrostático puede realizarse pasando del diagrama triangular a otro trapecial (presión no nula en coronación, es decir, equivalente a una hipotética subida del nivel del embalse por encima de dicha coronación). En este caso, sería suficiente con un sólo compartimento estanco lleno de mercurio, que abarcará toda la superficie de actuación de la presión hidrostática. El aumento de ésta se conseguirá también mediante la elevación de un pequeño depósito unido directamente al mencionado compartimento.

El segundo sistema utilizado en la simulación del empuje del agua es similar al empleado para el peso propio. Es decir, dividida la presa en dovelas, se calcula, para cada una de ellas, la resultante, en dirección y módulo, del empuje sobre la misma, carga que es aplicada por medio de un gato hidráulico. El cálculo de estas resultantes, así como de las debidas al peso propio de cada dovela, se efectúa en el Laboratorio Central, para el caso de bóveda asimétrica de tres centros, mediante ordenador con el programa mencionado en la referencia (9). Entre dicho gato y la superficie real de actuación del empuje se intercala una placa rígida y un macizo de reparto de presión. Análogo procedimiento se emplea para el empuje del agua sobre el terreno (pantallas de impermeabilización, etc.).

En el caso de que se considere conveniente aumentar las cargas de peso propio y presión hidrostática en la misma proporción, puede calcularse la resultante para cada dovela de la acción conjunta y aplicarla mediante un sólo gato.

Los sistemas de carga que emplean gatos hidráulicos, asimilan las cargas uniformes existentes a cargas puntuales, pero dado que el espesor de las presas bóveda es pequeño en relación con las otras dimensiones, si el número de gatos utilizados es suficientemente amplio, el estado tensional que se produce es bastante aproximado al que resultaría aplicando cargas realmente repartidas.

5.—MEDIDAS REALIZADAS. APARATOS UTILIZADOS

En general, en estos ensayos geomecánicos las lecturas de medidas a realizar, son las mismas que en los ensayos normales, pero incrementando notablemente el número de puntos de observación, para un mejor control del comportamiento del modelo.

Dos tipos de medidas suelen ser las efectuadas en estos ensayos: medidas de deformaciones y medidas de desplazamientos; para las primeras se utilizan extensómetros y flexímetros para las segundas.

En los paramentos de la presa, se toman unos determinados puntos, que se estimen adecuados, en los que se colocan los extensómetros. Según sean o no conocidas las direcciones de las tensiones principales, será necesario medir las deformaciones en dos o en tres direcciones distintas. Así, en los puntos del arco de coronación suelen colocarse bandas extensométricas, puesto que se conoce a priori que las tensiones principales tienen las direcciones horizontal y vertical y que el valor de las mismas según esta última dirección es nulo. En el Laboratorio Central se emplean extensómetros óhmicos con una sensibilidad del orden de 10^{-6} de deformación, conectados a un control central de lectura automático.

Por otro lado se disponen flexímetros, en diversos puntos del paramento de aguas abajo de la presa, para medir los desplazamientos del mismo. También pueden colocarse estos aparatos en aquellas zonas del valle en que interese con vistas a detectar los posibles deslizamientos que se produzcan.

6.—CICLOS DE CARGA

No puede establecerse una regla general que fije el orden en el que se deben suceder los diferentes ciclos de carga aplicados en un ensayo. En una primera fase se realizan unos ciclos en los que se van aumentando las cargas hasta llegar a su valor de servicio. Estos ciclos iniciales sirven para comprobar que el comportamiento del modelo no presenta efectos extraños, concentraciones de tensiones por el modo de aplicación de las cargas, etc. Para los ciclos siguientes, y como se verá en el apartado 7, conviene estudiar la forma de realizarlos según cada caso en particular, sin perder de vista, que al rebasar la fase elástica, tiene influencia decisiva en el comportamiento del modelo, la historia del mismo, es decir, las cargas a que ha estado sometido con anterioridad.

Dado el gran volumen de datos obtenidos en estos ensayos, se hace necesaria la automatización de los cálculos a realizar, así como el presentar en forma gráfica los resultados, para así facilitar la laboriosa interpretación de los mismos.

7.—EVALUACION DE LA SEGURIDAD A ROTURA

El estudio geomecánico a rotura de un modelo de presa, proporciona, además del plexo tensional, en estado elástico bajo cargas de servicio o mayoradas, una idea del comportamiento conjunto presa-valle más allá del límite elástico, hasta llegar a su estado de ruina.

En una concepción clásica de coeficiente de seguridad, se podrá definir éste como la relación existente entre la máxima tensión alcanzada en la estructura y la tensión de rotura del material obtenida en ensayos a tracción o compresión simple. Sin duda alguna este concepto no es satisfactorio ni el valor así obtenido refleja la seguridad real de la estructura, puesto que ésta en general dista mucho de su estado de agotamiento cuando se alcanza la tensión de rotura en un punto. Efectivamente, al sobrepasar el límite elástico y entrar en fase de comportamiento plástico, se produce una primera redistribución de tensiones, de forma que soporten mayores esfuerzos las zonas que hasta ese momento habían trabajado a las tensiones inferiores. Al alcanzar después en algunos puntos aislados, la tensión de rotura, se iniciará en ellos la fisuración, y habrá una segunda redistribución de tensiones, sin que por ello se haya llegado al límite de resistencia del conjunto. Pero, además de todo esto, el antedicho concepto clásico de seguridad no ofrece una buena adaptación al caso que aquí se trata, en el que hay que estudiar la seguridad a rotura del conjunto presa-valle.

Para alcanzar, por tanto, un concepto más satisfactorio de seguridad, conviene analizar las causas por las que una estructura llegaría a su estado de ruina. Estas causas, en principio, pueden ser:

- Métodos inadecuados de cálculo.
- Cargas actuantes superiores a las previstas en el cálculo.
- Características resistentes reales inferiores a las supuestas en el cálculo.

En general, los métodos de cálculo elástico de presas-bóveda están sobradamente experimentados, (ver la referencia (10)). De cualquier forma, el ensayo proporciona resultados en fase elástica, que permiten una comprobación de los obtenidos por dicho cálculo. En cuanto a la segunda posible causa de ruina, las posibilidades reales de crecimiento de los valores de las cargas actuantes sobre una presa son muy limitadas. En efecto, el peso propio, es constante, y perfectamente determinado, la temperatura y subpresión tienen valores posibles máximos; y la presión hidrostática no puede sobrepasar determinados niveles, a no ser que los aliviaderos no funcionen correctamente; y aún en este supuesto, el nivel del agua se elevaría hasta llegar a verter por coronación, fenómeno que, más que por el aumento de presión hidrostática, tendría importancia

por los daños que pudiera causar, al caer el agua desde la coronación, en determinadas partes de la presa o, lo que es peor, en la zona de terreno junto al zócalo. Existe, desde luego, la posibilidad de incrementos muy importantes, de dicho empuje hidrostático en el caso de fuertes elevaciones momentáneas del nivel del agua por sobrevenir en el embalse aludes o deslizamientos de laderas. En todo caso, si se quisiera reproducir este fenómeno sería de fundamental importancia el efecto dinámico del gran oleaje provocado por tales deslizamientos.

Parece, por tanto, mucho más adecuado, considerar la posibilidad de que se produzca la ruina de una presa a causa de que las hipótesis hechas acerca de las propiedades resistentes de presa y terreno no se cumplan en la realidad.

El coeficiente de seguridad podría entonces definirse como la relación entre la tensión de rotura del material real y la de un material hipotético para el cual se llegaría al agotamiento de la estructura, manteniendo las cargas en sus valores de servicio iniciales. Esta definición da paso a una serie de interpretaciones, puesto que se obtiene un coeficiente de seguridad u otro según se considere disminuida la capacidad resistente de la presa, o del terreno, o de ambos a la vez; y dentro del terreno según se considere su resistencia a rotura a compresión o la resistencia al deslizamiento en sus discontinuidades. Es decir, podrían definirse diversos coeficientes de seguridad para cada presa, sin que a priori pueda juzgarse que uno u otro se ajustan a hipótesis más acordes con la situación real.

Si se quiere determinar este tipo de coeficiente de seguridad mediante ensayos, tendrían que construirse sucesivos modelos; cada uno de ellos emplearía materiales menos resistentes que los del anterior pero las cargas permanecerían con los mismos valores, continuando la secuencia hasta llegar a un modelo que se rompiera. El cociente entre la resistencia a rotura del material real, y la del material de este modelo final, sería el coeficiente de seguridad. El llevar a cabo unos ensayos de este tipo, resultaría enormemente costoso y muy lento. Se recurre entonces, al artificio de elevar los valores de las cargas, en vez de disminuir las propiedades resistentes de los materiales. Según algunos autores, el incrementar todas las cargas en la misma medida produce un efecto semejante al de la debilitación de la presa y valle. Esto se cumple en cierta forma, pero no es posible evaluar cuantitativamente esta equivalencia, sobre todo si se tiene en cuenta que la resistencia al deslizamiento en una diaclasa aumenta al incrementarse la fuerza normal a su plano. Quedará entonces para el estudio de cada caso particular, la elección de la forma de aumento de cargas. Así, puede ser preferible aumentar el peso propio y empuje de agua en la misma proporción, o en distinta, o aumentar sólo alguna de las cargas actuantes, etc. De cualquier manera, es difícil determinar, a priori, cual de las posibles formas de elevación de cargas producirá la rotura con un menor grado de aumento de las mismas.

Por todo lo expuesto, parece aconsejable orientar los ensayos geomecánicos, no a la búsqueda de un coeficiente de seguridad concretado en un número, cuyo significado real no es claro, sino al estudio de los puntos débiles del conjunto presa-valle, supues-

ta una forma determinada de elevación de las acciones. En este aspecto no cabe duda que la información obtenida de un ensayo es de considerable valor, principalmente si en el se incluyen una serie de aspectos referentes a las propiedades geomecánicas del cimien- to que no resulta sencillo evaluar en un cálculo analítico.

Se describen a continuación los ensayos realizados en el Laboratorio Central, de las presas de El Atazar y Riaño, presentándose algunos resultados obtenidos en los mismos.

8.—PRESA DE EL ATAZAR

De esta presa, se realizaron dos modelos en el Laboratorio Central. En el segundo de ellos se introdujeron ciertas modificaciones, con relación al primero, cuya influencia en el comportamiento a rotura interesaba analizar.

En la reproducción del valle de esta presa quedaron reflejados:

- Dos sistemas de diaclasado uniforme, según dos familias de planos paralelos.
- La esquistosidad de la roca, con otra familia de planos paralelos.
- Trece diaclasas principales no pertenecientes a ninguno de los sistemas de diaclasado uniforme.

En cada una de estas diaclasas, se tuvo en cuenta el ángulo de rozamiento, según los valores suministrados al Laboratorio Central y se supuso nula la cohesión.

Debido a la gran dificultad que entrañaba la construcción del terreno diaclasado, se decidió utilizar para la realización del modelo compuestos de escayola, diatomeas, agua y bórax en diversas proporciones, material muy utilizado en otros laboratorios como por ejemplo en el L.N.E.C. en Lisboa y que resultaba muy adecuado para poder moldear los ladrillos comprendidos entre los planos de las diaclasas, empleándose tres mezclas distintas para los diversos tipos de terreno existentes en la realidad. En las diaclasas, y para reproducir el ángulo de rozamiento se introdujeron mezclas de polvos de talco, escayola y grafito. (Fig. número 3).

La materialización del valle en el modelo, se consiguió construyéndolo con ladrillos paralelepípedicos de caras paralelas a las tres direcciones de diaclasado uniforme. (Fig. 4). Para representar las trece diaclasas principales, se calcularon, mediante ordenador, las intersecciones de las mismas con los planos de uno de los sistemas de diaclasado uniforme (denominado D_2). Los ladrillos, aún frescos, correspondientes a las franjas de terreno entre cada dos planos D_2 consecutivos se colocaban en una mesa, realizándose con hilos de acero (Fig. 5) los cortes correspondientes a las diaclasas principales. Después se secaron los ladrillos en una cámara caliente y posteriormente se colocaron en la estructura de carga.

En cuanto se refiere a la presa, se construyó en primer lugar un modelo previo que sirvió para efectuar las comprobaciones de dimensiones y forma, así como para vaciar los moldes utilizados en la realización del modelo definitivo. (Fig. 6 y 7).



Fig. 3



Fig. 4



Fig. 5

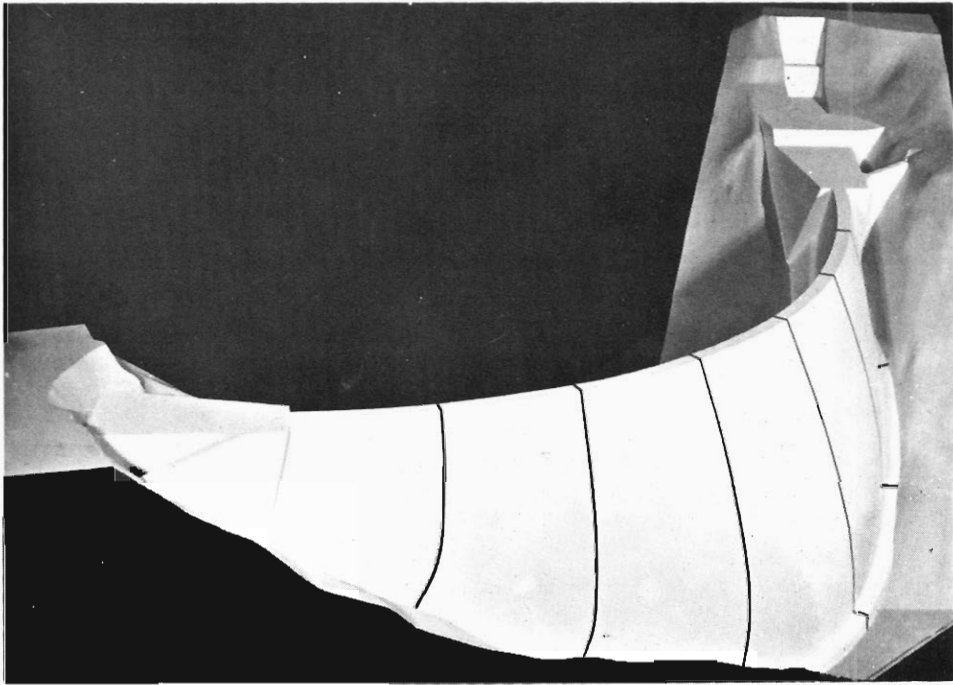


Fig. 6

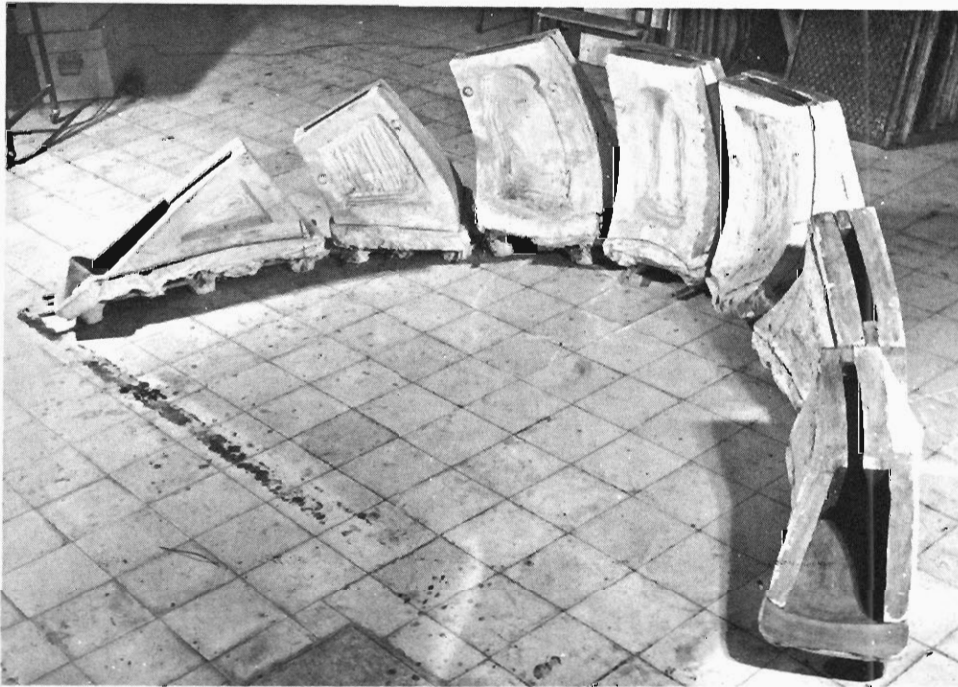


Fig. 7

Una vez fabricados los bloques entre juntas de la presa, se colocaron éstos sobre el valle y se procedió al sellado de las juntas (Fig. 8).

Aguas arriba de la presa quedó reflejada la pantalla de impermeabilización existente en la realidad.

En este ensayo se aplicaron mediante gatos hidráulicos las siguientes cargas:

—Sobre la presa: resultante de la acción simultánea del peso propio y presión hidrostática (Fig. 9).

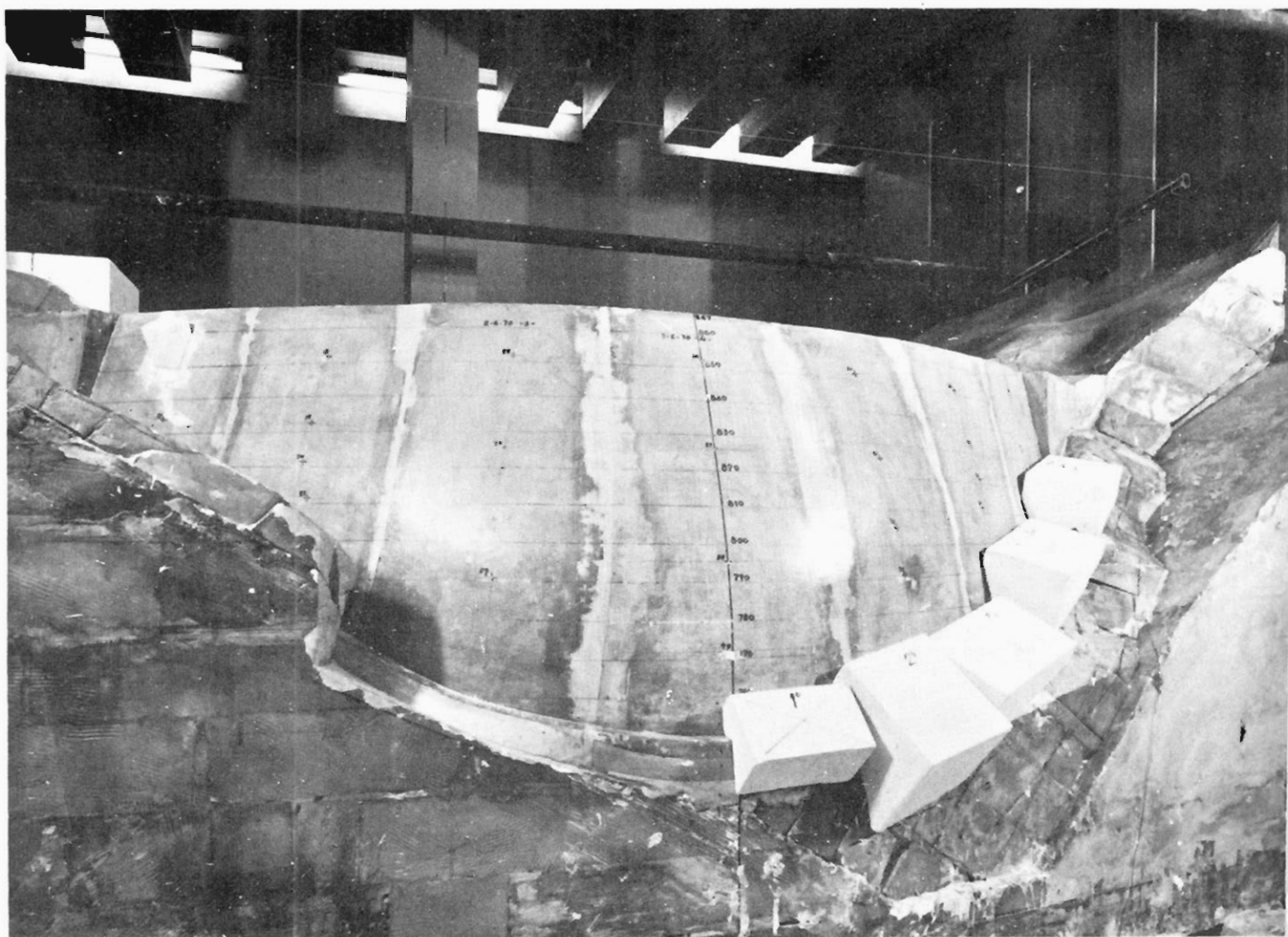


Fig. 8.—Modelo de la presa terminado con juntas selladas.

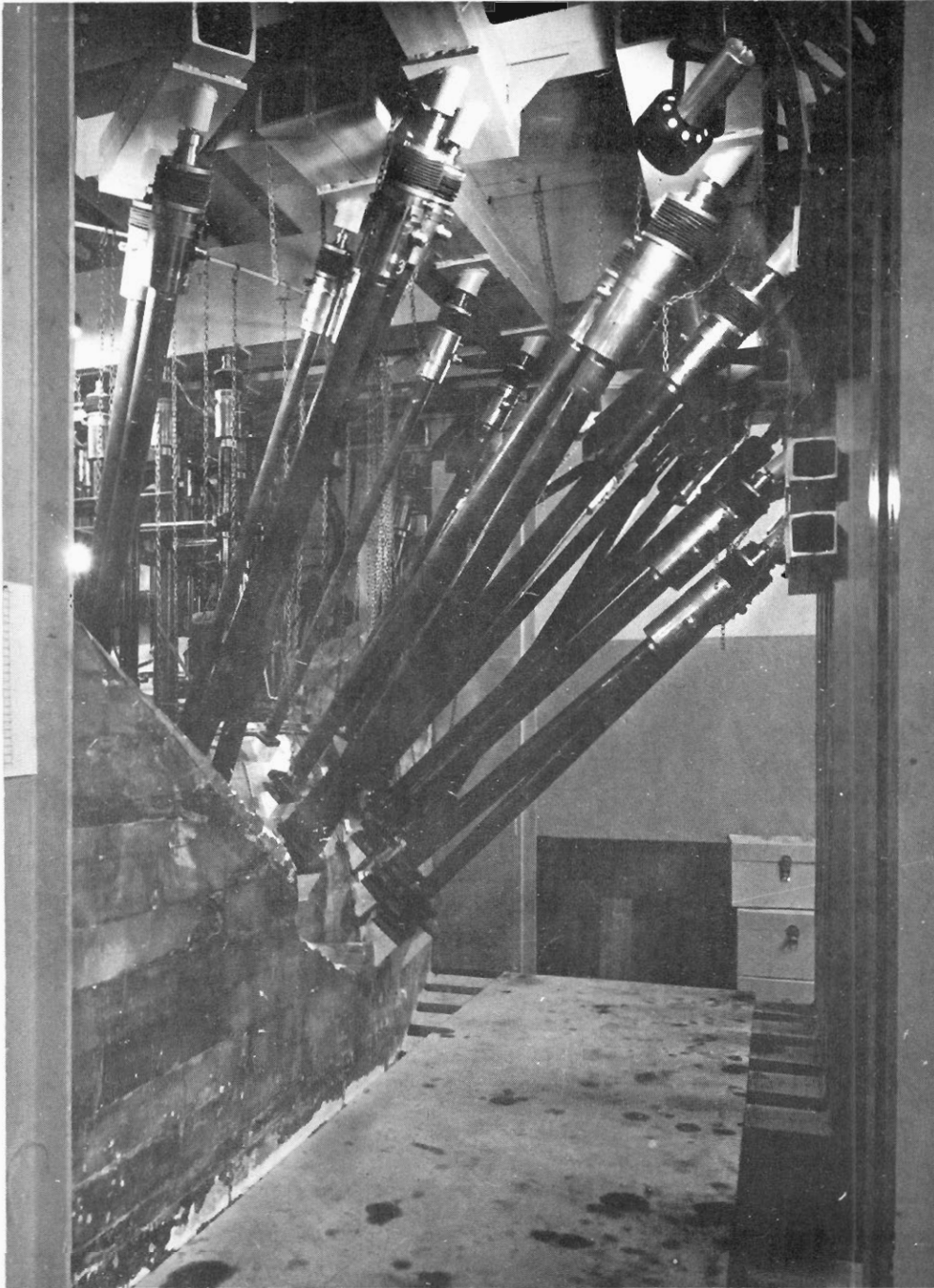


Fig. 9

- Sobre la pantalla de impermeabilización: resultante de la acción simultánea de peso propio y empuje de agua.
- Sobre el valle: acción del peso propio de las zonas del terreno que podrían influir en un posible deslizamiento.

Se realizaron varios ciclos de carga:

En los primeros, se ensayó el modelo bajo cargas pequeñas a fin de asegurar que su comportamiento era normal y que en ningún momento se produciría en él, una concentración de tensiones excesivas debidas al modo de aplicación de las cargas. Estos ciclos también estaban encaminados a eliminar el rozamiento interno en el sistema de aplicación de cargas evitando así el que se produjeran falsos resultados.

Después se realizó un ciclo aplicando la carga de servicio.

Posteriormente se ensayaron varios ciclos mayorando las cargas hasta que se llegó a la rotura.

Teniendo en cuenta lo señalado anteriormente en el apartado 7, se optó aumentar las cargas sobre presa y pantalla en la misma proporción, motivo por el cual resultó preferible utilizar un sólo sistema de gatos para ambas cargas.

En los primeros ciclos de carga también se aumentó la carga sobre el valle, pero posteriormente se decidió disminuirla, pues lo contrario favorecía el aumento de las resistencias al deslizamiento de las diaclasas. En efecto, el aumento en igual proporción de las tres cargas, equivale en cierto modo a suponer menos resistentes el terreno del valle y el hormigón de la presa. Pero esto no lleva aparejada una disminución de la ya mencionada resistencia al deslizamiento, aspecto fundamental en el comportamiento del conjunto presa-valle, pues para conseguir dicha disminución se puede recurrir, o bien a aumentar las cargas actuantes en el plano de cada diaclasa, o bien a disminuir las fuerzas normales a dicho plano. Como cualquiera de las tres cargas actuantes, produce en las diaclasas esfuerzos en su plano y según la normal (lo que hace que la carga sobre el valle y el peso propio de la presa sean principalmente elementos estabilizadores, mientras que el empuje hidrostático sobre presa y pantalla sea un elemento favorecedor del deslizamiento) es por lo que se optó por disminuir el peso propio sobre el valle. Naturalmente, que la “disminución teórica” del ángulo de rozamiento a que esto equivale es diferente en cada diaclasa y de difícil evaluación cuantitativa.

Se decidió, entonces, llegar a la rotura del modelo con las cargas sobre presa y pantalla incrementadas, y disminuyendo el peso propio del valle paulatinamente partiendo de su valor real mediante un coeficiente de minoración cada vez más pequeño.

En las figuras 10 y 11 se reproducen las tensiones en la presa con las cargas en sus valores de servicio, dejando libertad de deslizamiento a dos de las diaclasas principales (denominadas X y Eloísa), a las que en un ciclo anterior se les había impedido el deslizamiento. En las figuras 12 y 13 puede verse un estudio comparativo de las tensiones en la ménsula central y en coronación para los mencionados ciclos.

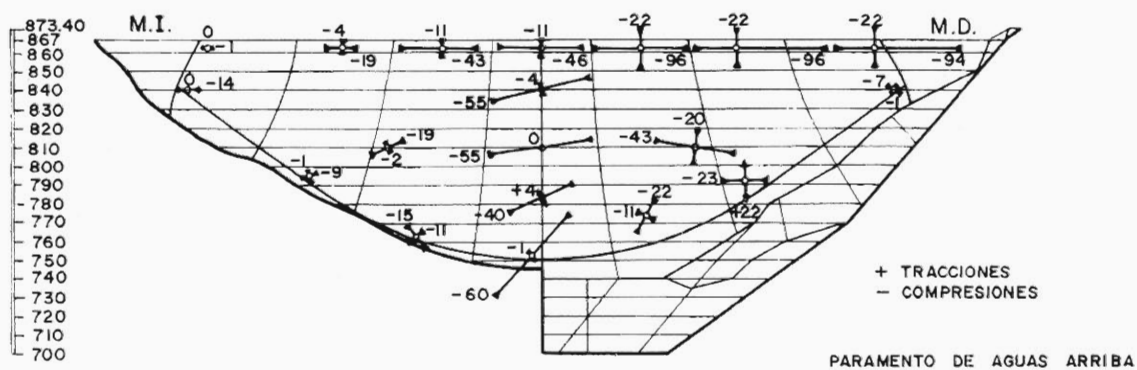


Fig. 10

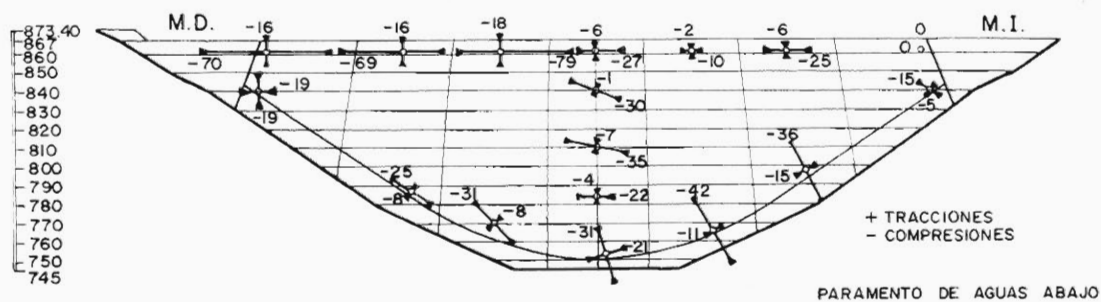


Fig. 11

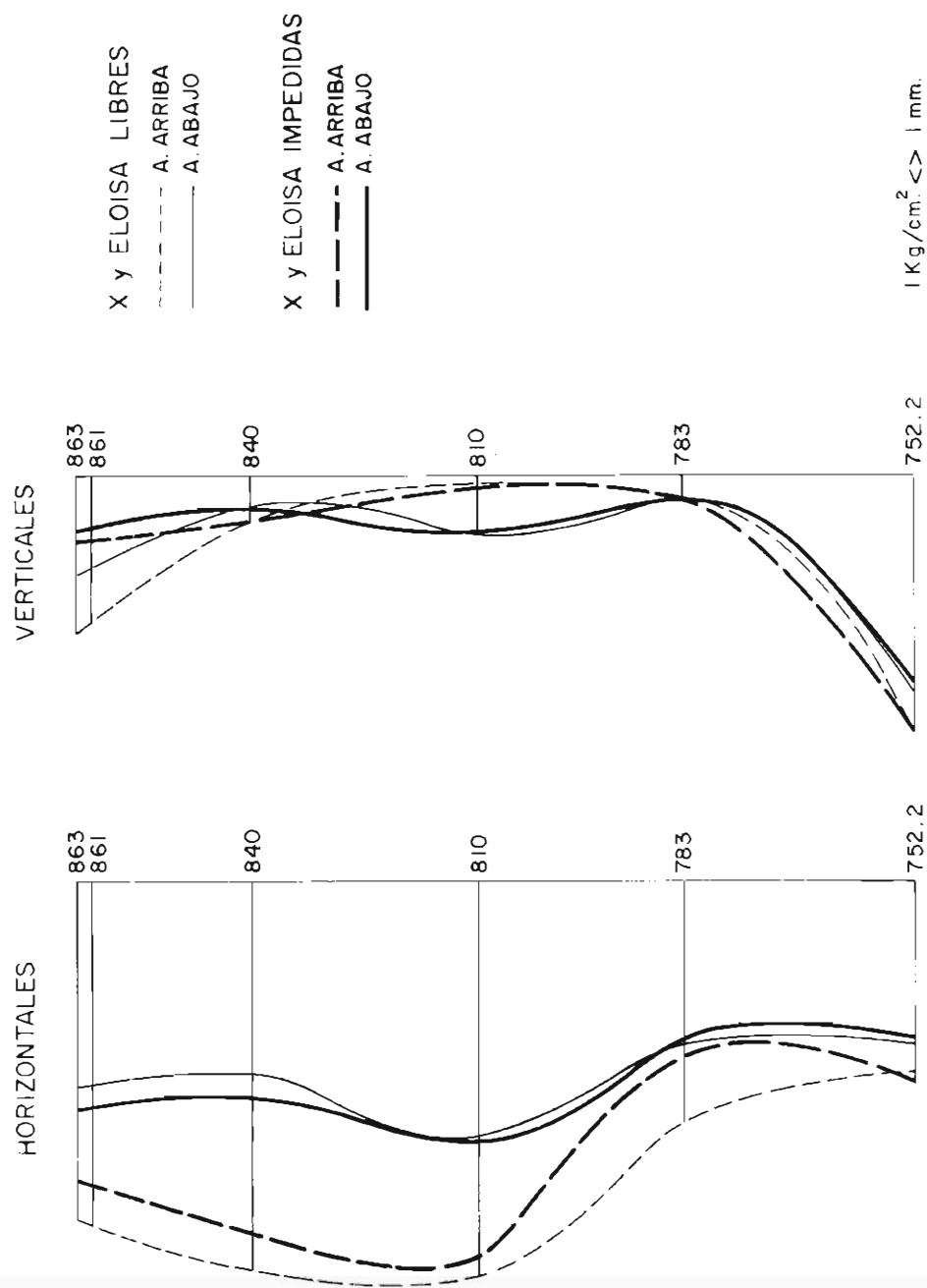


Fig. 12. Estudio comparativo de tensiones en ménsula central

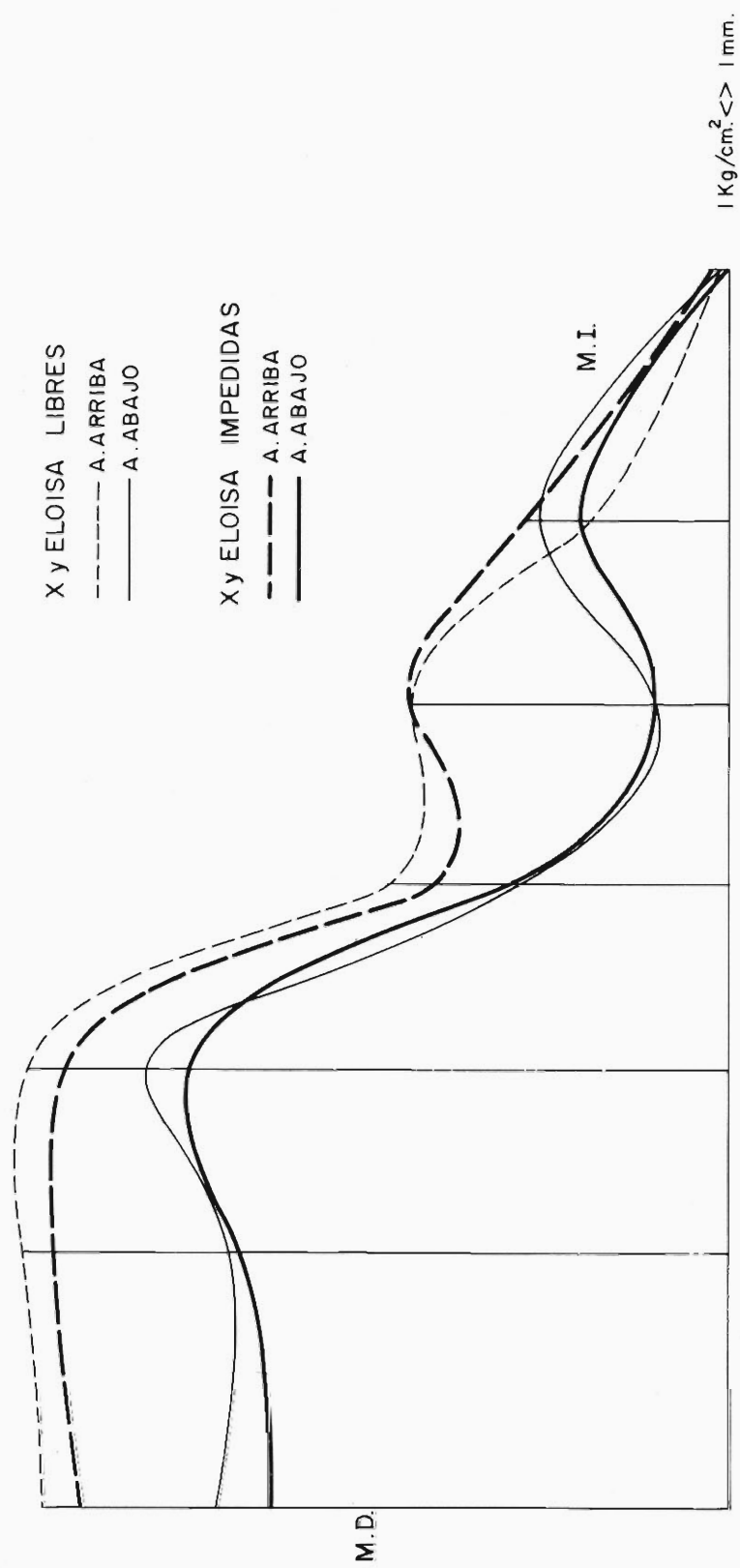


Fig. 13.—Estudio comparativo de tensiones horizontales en coronación.

En la figura 14 se presenta un esquema de las diversas grietas que aparecieron en la rotura del modelo.

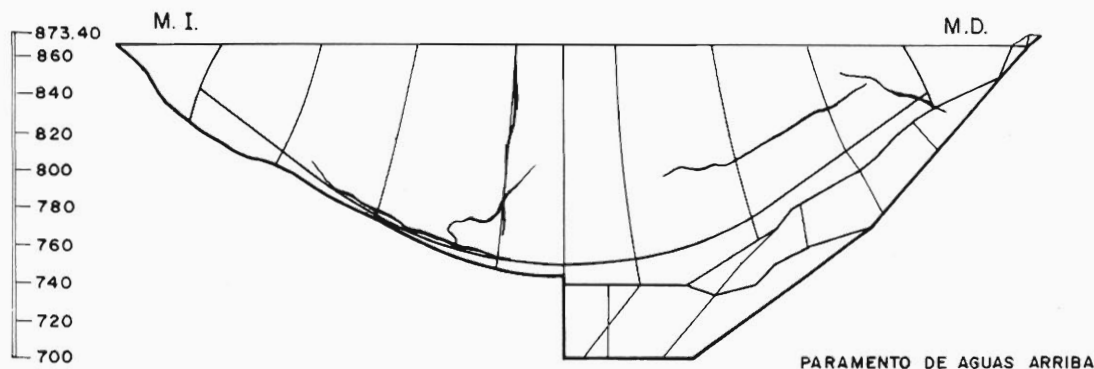


Fig. 14

En las figuras 15 y 16 se presentan unos gráficos de comparación de desplazamientos entre los dos modelos de esta presa ensayados. Se observa en ellos una disminución general de los desplazamientos en el modelo II con relación al modelo I, al haber reproducido en aquél una viga de sujección en el zócalo, no tenida en cuenta en el primer modelo.

9.—ENSAYO DE LA PRESA DE RIAÑO

En este ensayo, al reproducir el terreno en el modelo, se tuvieron en cuenta dos diaclasas importantes existentes en la realidad. Una de ellas quedaba aguas arriba de la presa y constituía uno de los límites del modelo aplicándose sobre ella las fuerzas correspondientes al empuje del agua. En la otra se interpuso entre sus dos caras, previamente tratadas con grasa, una lámina de estaño, con objeto de reproducir el adecuado ángulo de rozamiento.

En la construcción de la presa quedaron reflejadas dos zonas en las que el hormigón, en la realidad, presentaba diferentes características elasto-resistentes. En estas dos zonas y en el valle se utilizaron diferentes compuestos a base de cemento, piedra pómez, perlita y agua, variando las proporciones de cada uno de estos materiales, para conseguir, en cada caso, el módulo de elasticidad y resistencia a rotura adecuados. La figura 17 muestra la planta del modelo realizado. Las juntas de la presa real, fueron representadas alternativamente, quedando en total 7 juntas; también fueron reproducidos los pozos de inyección correspondientes a las juntas que se habían representado, el aliviadero lateral, los contrafuertes de cosido de una falla existente en la realidad (que no se consideró oportuno reflejar en el modelo), y la placa de anclaje

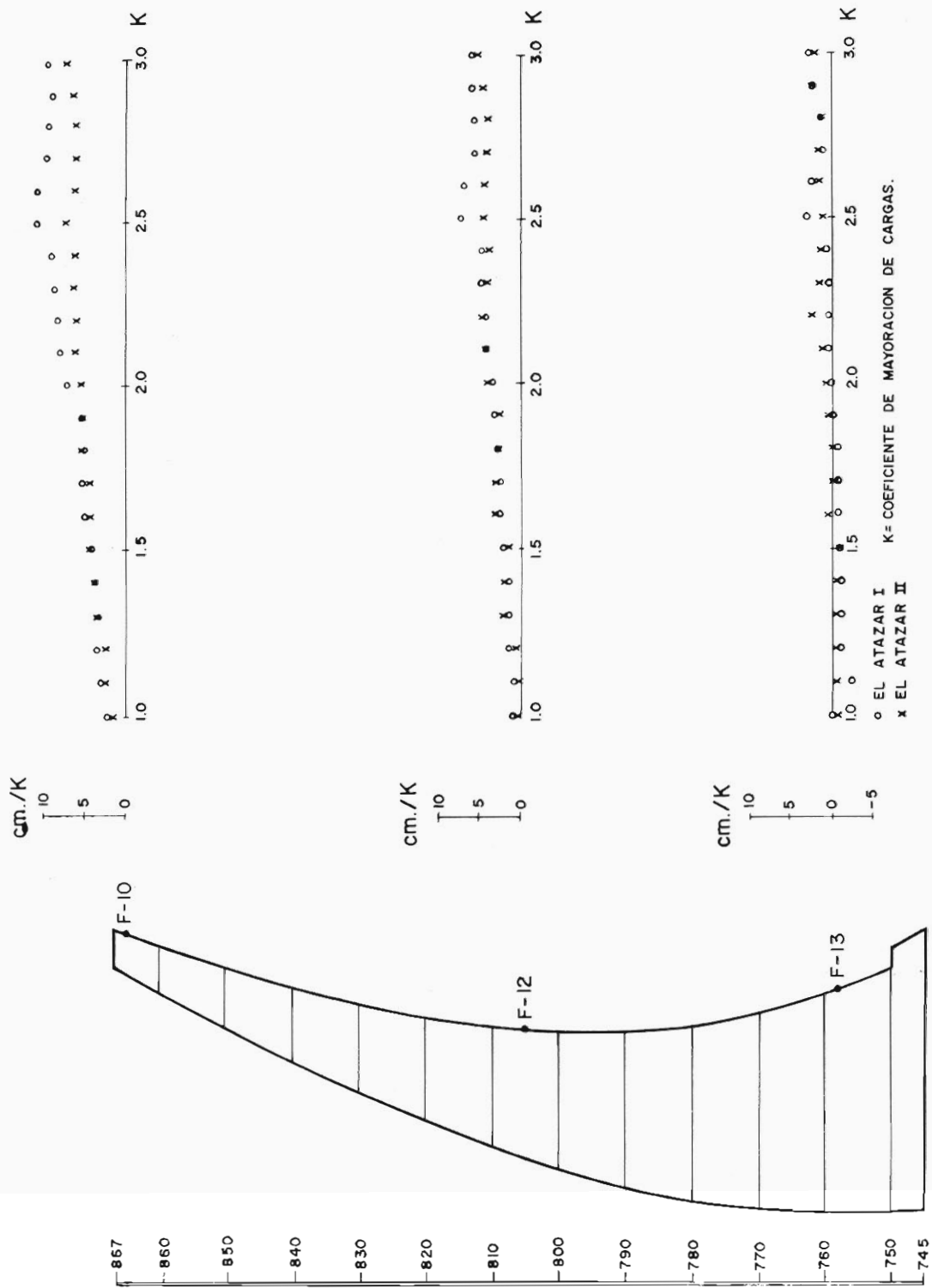


Fig. 15.—Estudio comparativo de desplazamientos en ménsula central.

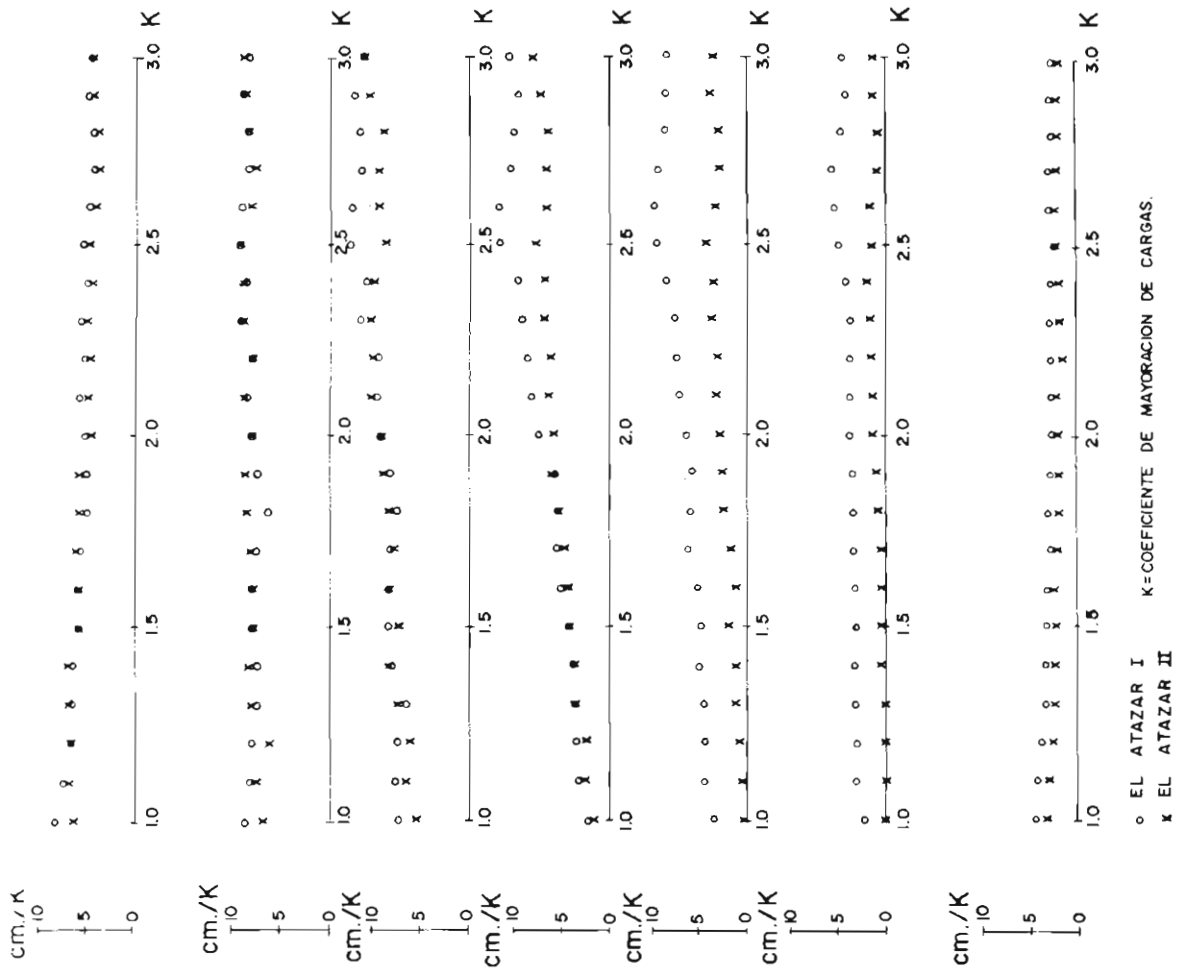


Fig. 16. Estudio comparativo de desplazamientos en coronación.

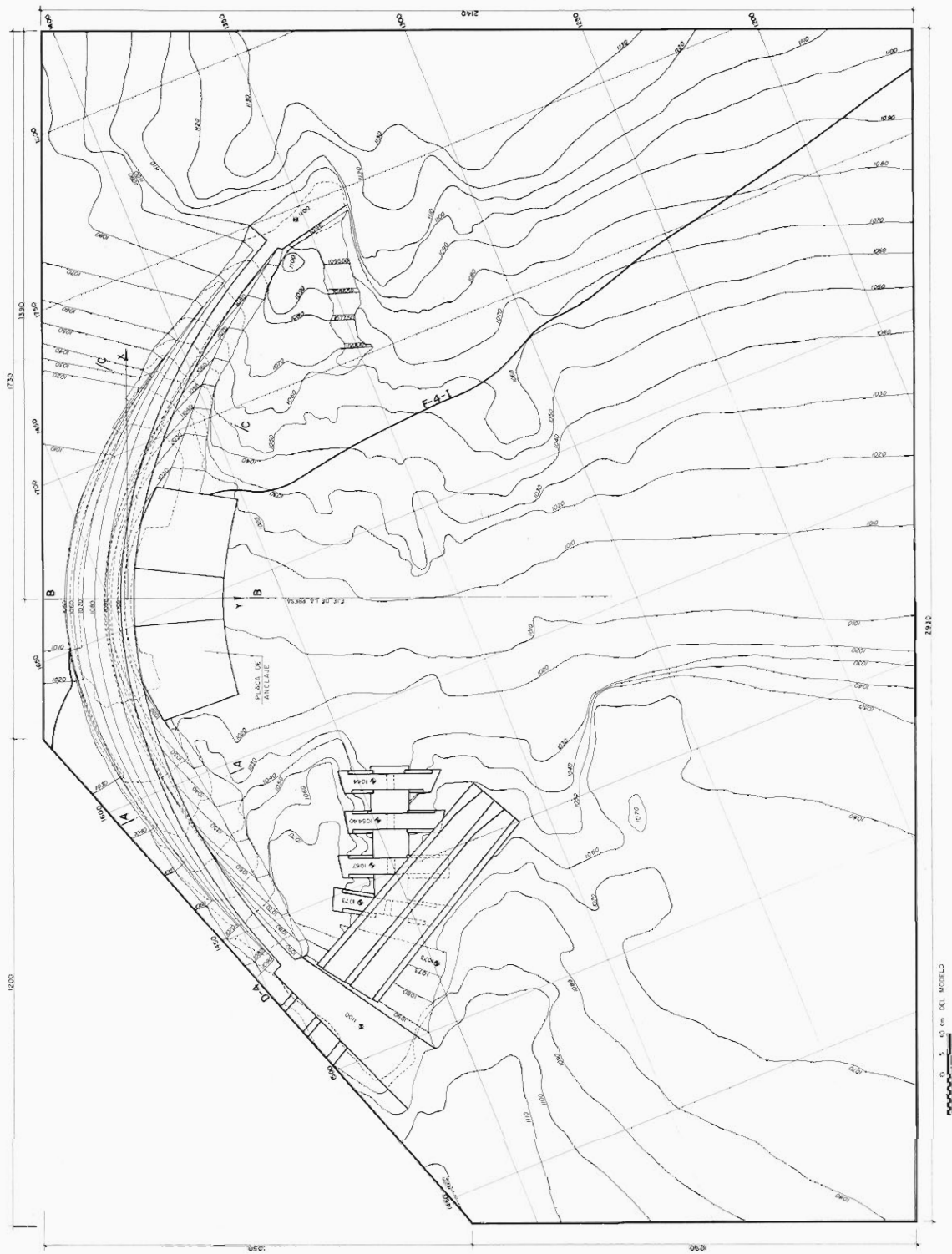


Fig. 17

situada en el fondo de la cerrada. Esta última llevaba unos cables de anclaje al terreno pretensados. En el modelo se introdujeron cables en menor número que en la realidad, pero conservando la carga total de pretensado (a la escala correspondiente).

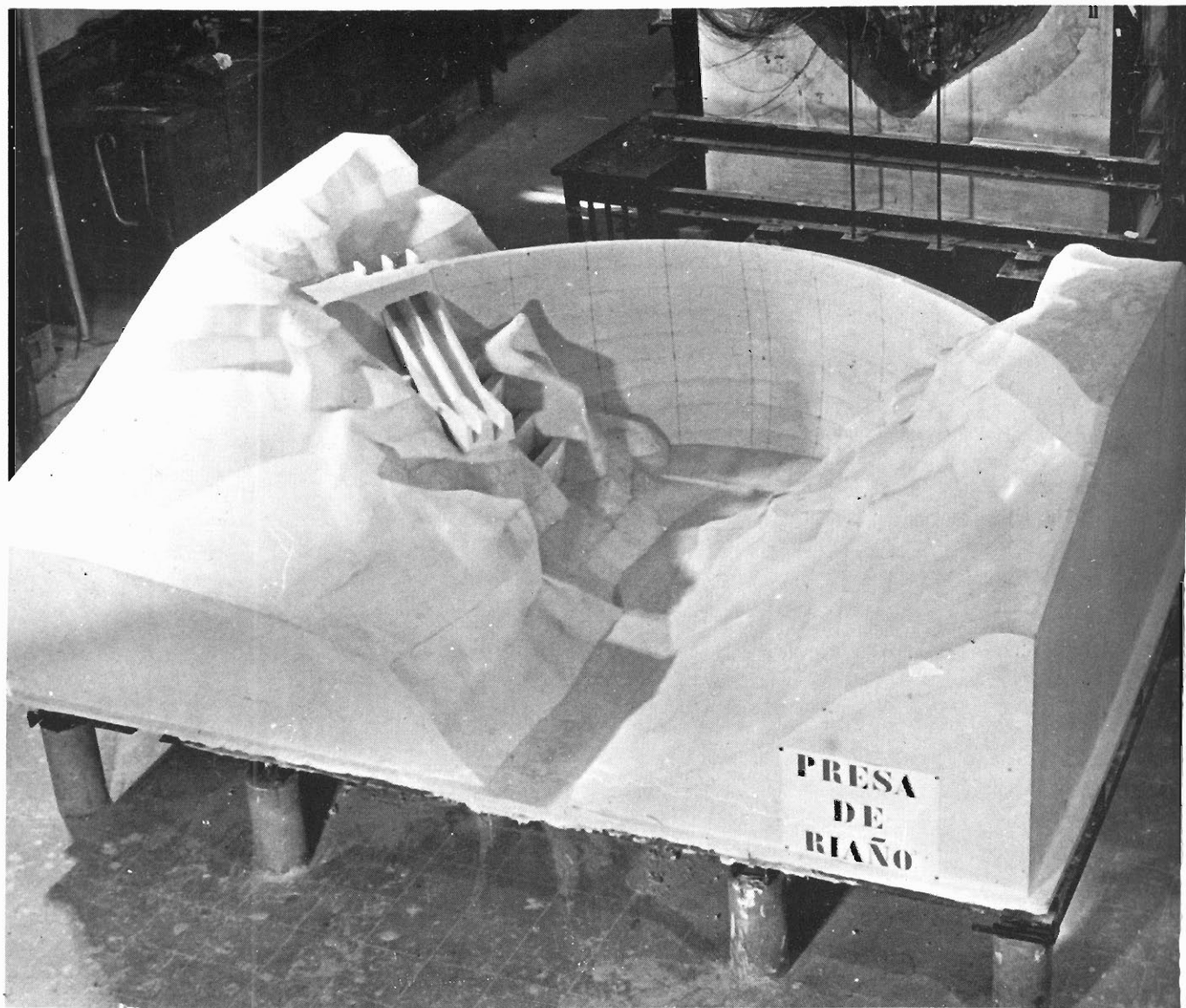


Fig. 18

Los moldes empleados en la construcción se obtuvieron a partir de una maqueta previa del valle y presa, fabricada en escayola (fig. 18). Como en el caso de El Atazar, la presa se hizo por dovelas, cerrando luego las juntas entre las mismas mediante una inyección de mezclas iguales a las utilizadas en ellas, con adicionantes expansivos (figuras 19 y 20).

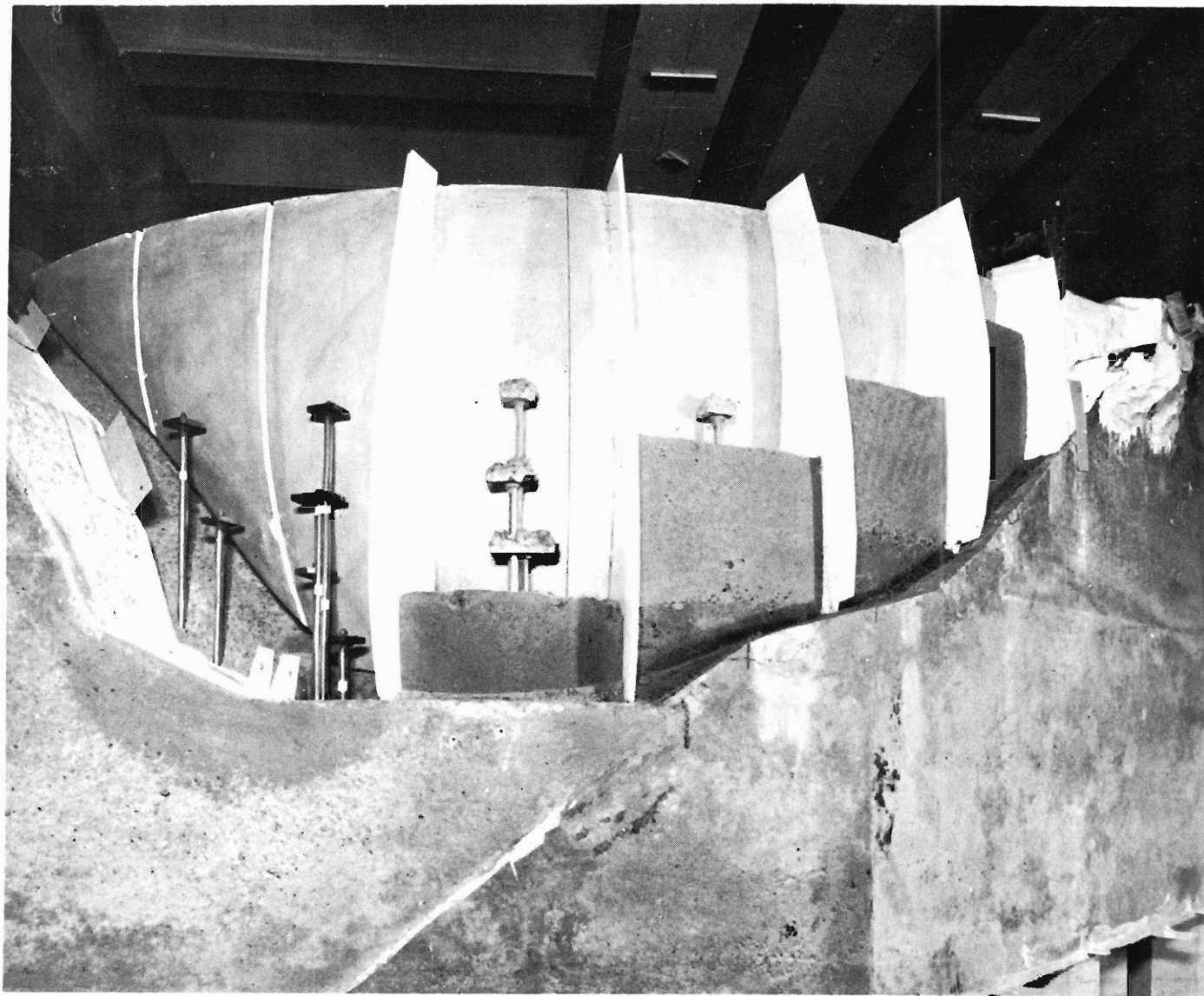


Fig. 19.—Hormigonado del modelo de la presa de Riaño.

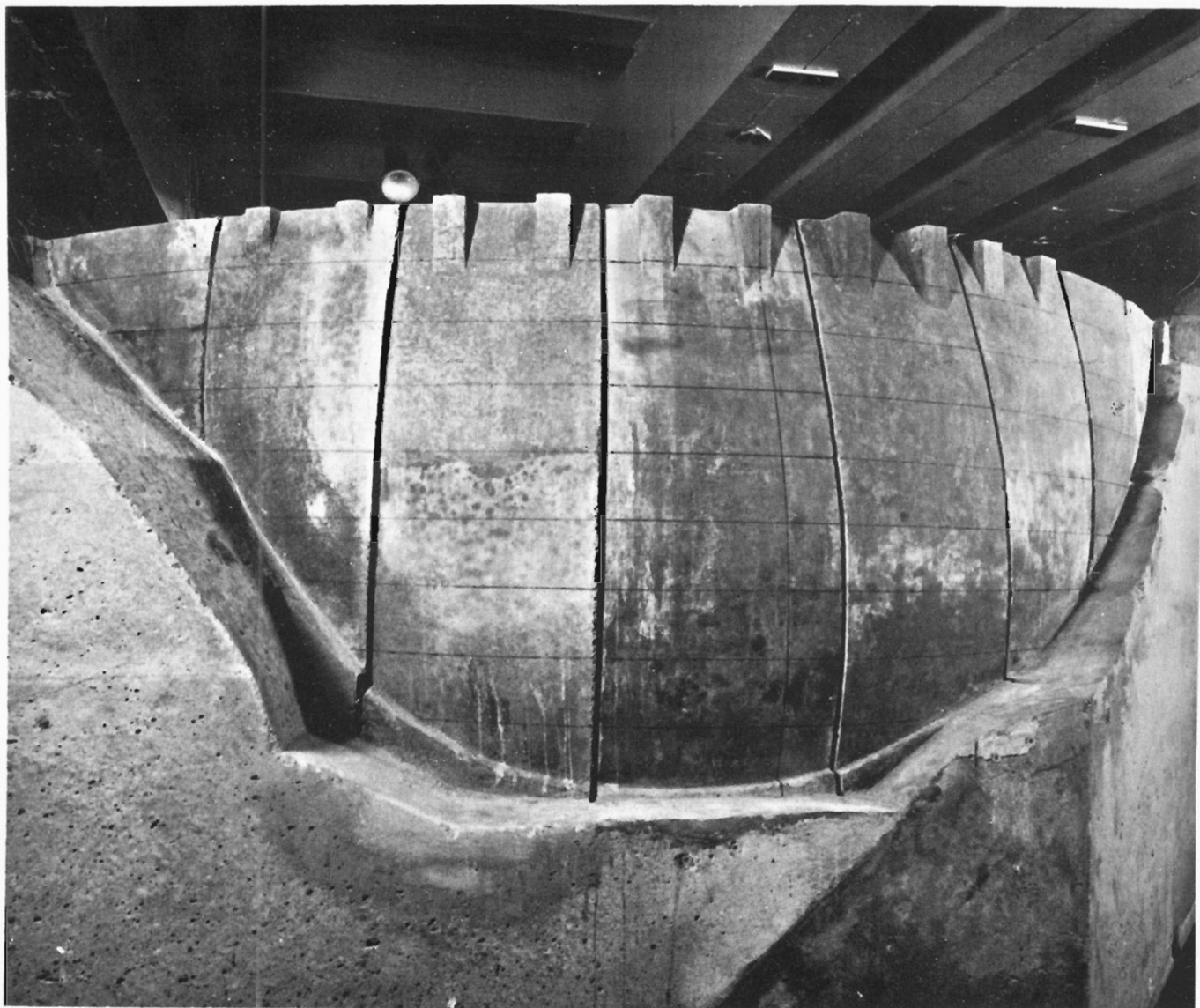


Fig. 20.—Modelo de la Presa de Riaño terminado con juntas sin sellar.

Las cargas aplicadas en este modelo fueron:

- Empuje hidrostático sobre el paramento de aguas arriba de la presa (fig. 21).
- Empuje hidrostático sobre la diaclasa vertical aguas arriba, límite del modelo.

- Peso propio de la presa (fig. 19 y 21).
- Peso propio del terreno.
- Carga de pretensado de los cables de la placa de anclaje.

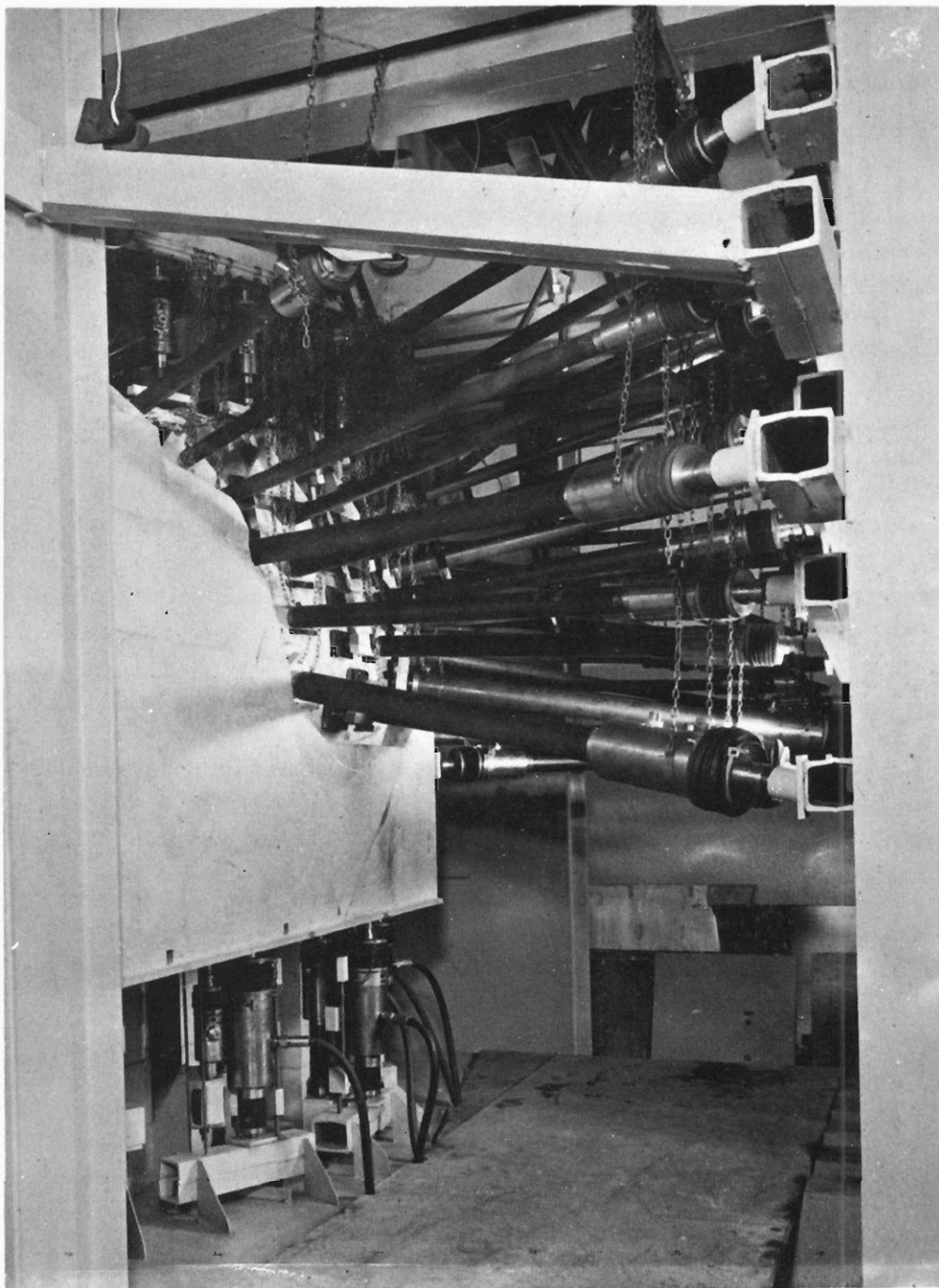


Fig. 21

Ninguna de estas cargas fue aplicada al modelo hasta haber llevado a cabo el sellado de juntas. En la figura 22 se puede ver un esquema de los circuitos de aplicación de cargas.

Aunque en un principio se pensó en considerar el peso propio del valle, al estudiarlo posteriormente, se estimó oportuno no aplicar dichas cargas, ya que era prácticamente imposible que se produjera un deslizamiento en la diaclasa, dada su orientación.

Se realizaron 10 ciclos de carga hasta llegar a la rotura del modelo. En esta secuencia de ciclos fueron aumentándose el peso propio y el empuje hidrostático, y se efectuaron lecturas de las deformaciones y desplazamientos, para cada valor de dichas acciones, en dos casos, según fuera o no cargada la losa de anclaje.

Se llegó a aplicar para el peso propio de la presa y el empuje de agua un valor doble del de servicio, y a continuación se fue aumentando paulatinamente el valor de dicho empuje mientras se mantenía constante el peso propio. Se alcanzó así un estado en el que la carga hidrostática se había mayorado con un coeficiente superior al correspondiente a peso propio. A partir de entonces, este último se fue bajando hasta llegar a un valor prácticamente nulo (no se llegó exactamente a cero para lograr mantener en su posición los gatos hidráulicos). Como con esto no se llegó a la rotura del modelo, se fue incrementando el empuje del agua, mientras el peso propio se mantenía en su valor nulo, hasta llegar a una situación que se consideró de rotura, pues algunos desplazamientos eran superiores a 0,45 m. (en la realidad). En la figura 23 se puede ver un esquema de las fisuras que aparecieron en el modelo en las distintas fases hasta la rotura.

Las figuras 24 y 25 muestran las tensiones principales en los dos paramentos de la presa, para cargas en sus valores de servicio, con la placa de anclaje descargada. Análogamente, las figuras 26 y 27 reflejan las tensiones debidas exclusivamente a la presión hidrostática, y la figura 28 los desplazamientos para este último estado.

En la figura 29 se comparan los valores obtenidos para la tensión vertical en la ménsula central, debidos al empuje del agua (en su valor de servicio), en ambos casos, con y sin tensión en los cables de la placa de anclaje. Por último, en la figura 30 puede verse la comparación de las flechas obtenidas para las cargas mayoradas (con coeficiente 2) y las cargas de servicio.

Esta comparación indica claramente que el modelo, continuaba comportandose elásticamente en ese nivel de cargas. El modelo tenía el interés de introducir ciertas particularidades, además de las mencionadas diaclasas, como es el caso de las zonas de hormigón de diferentes características, lo cual puede provocar cambios de cierta importancia en el plexo tensional de la bóveda, en relación con un cálculo clásico con características homogéneas de presa y terreno.

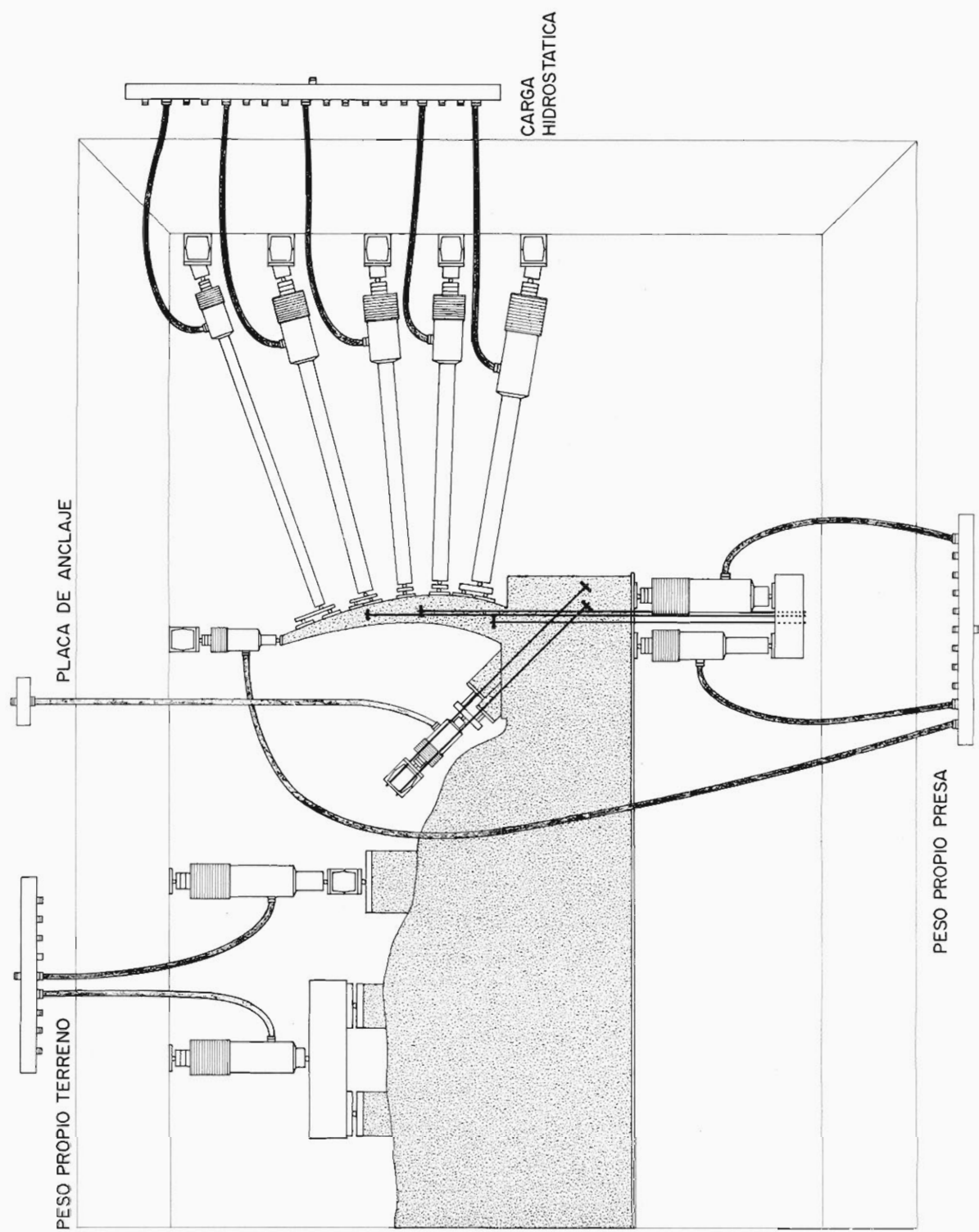


Fig. 22

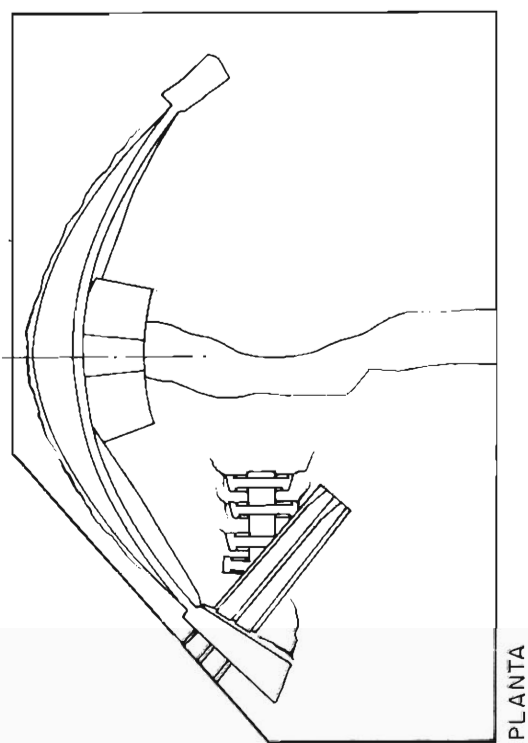
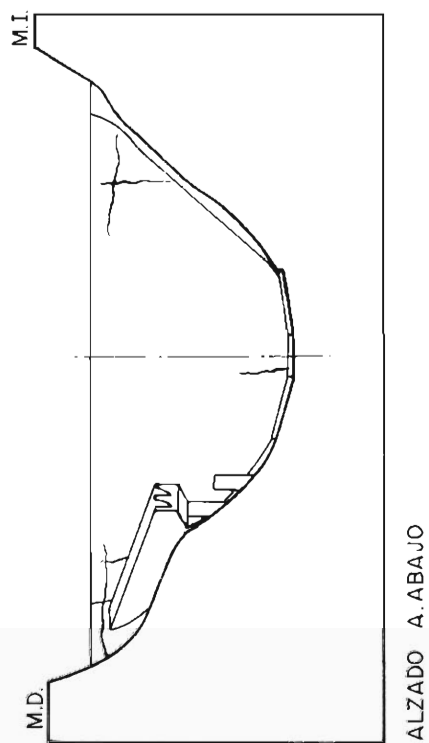
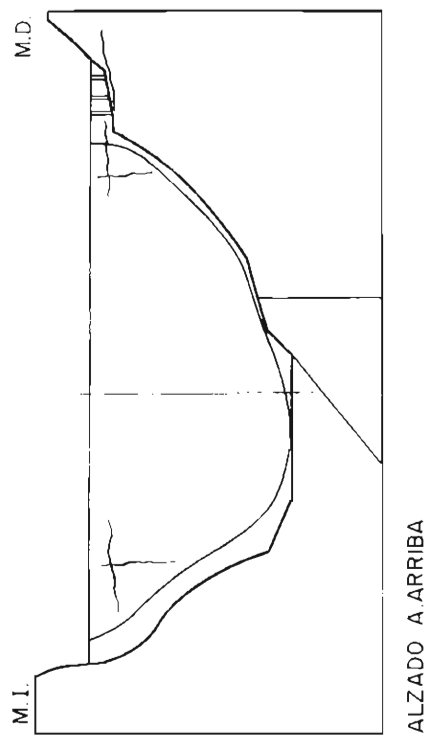


Fig. 23

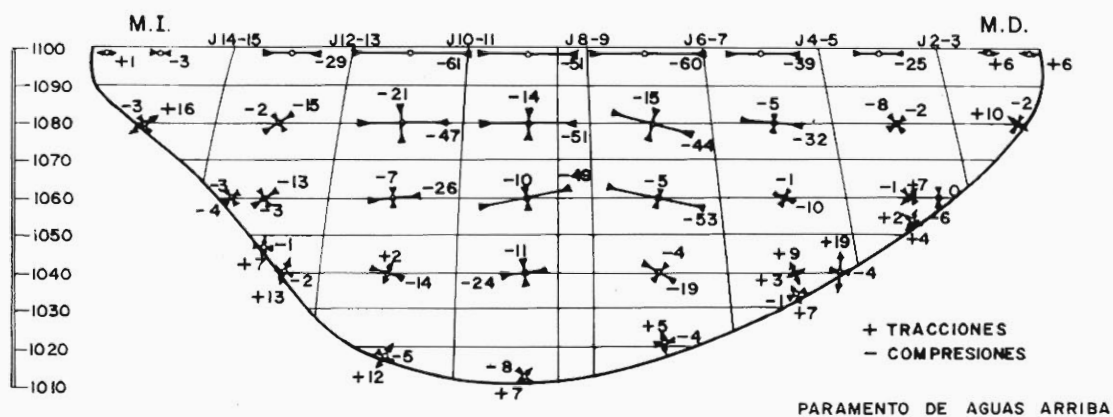


Fig. 24

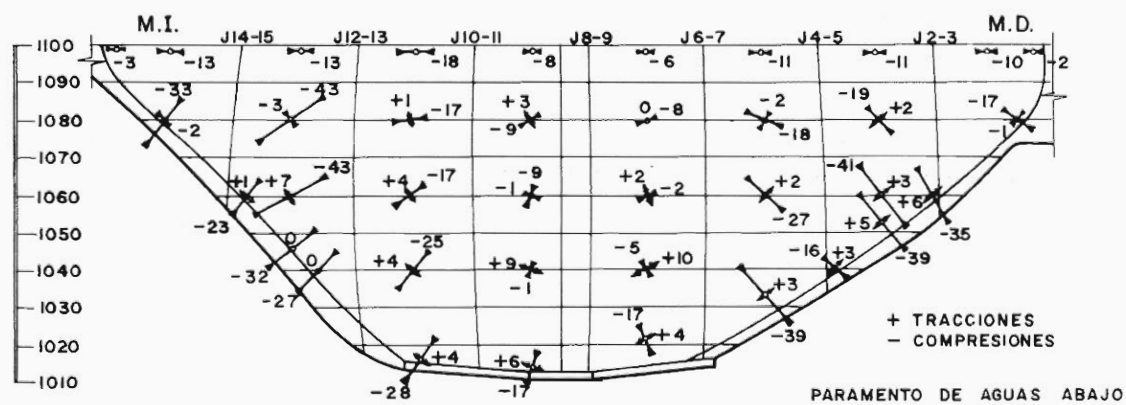


Fig. 25

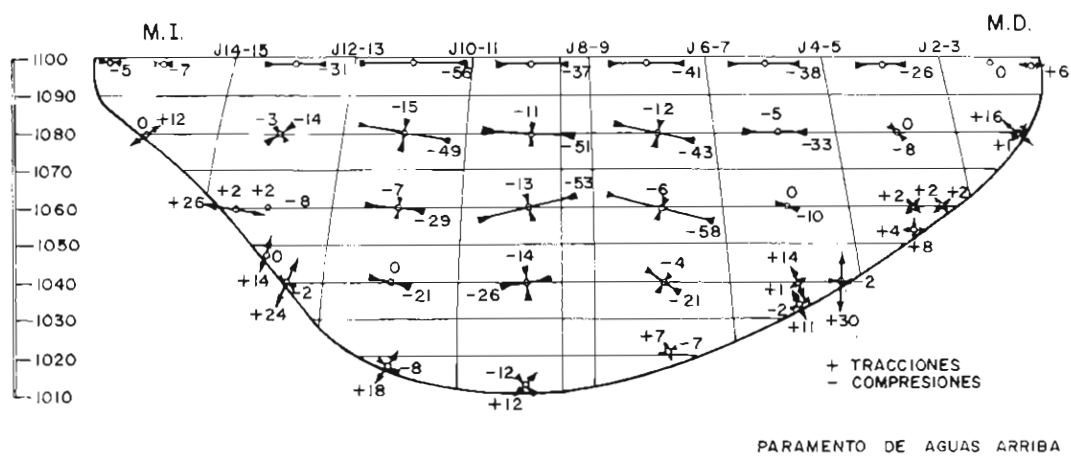


Fig. 26

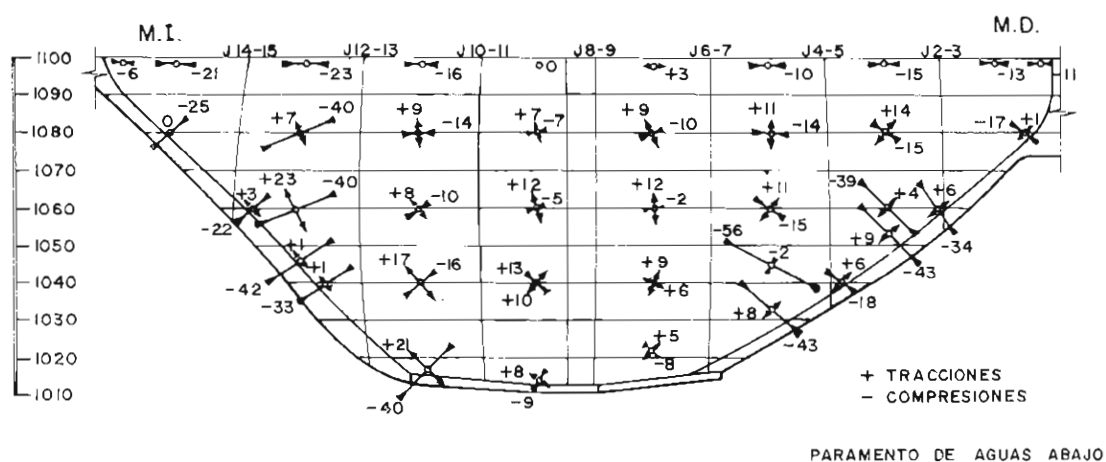


Fig. 27

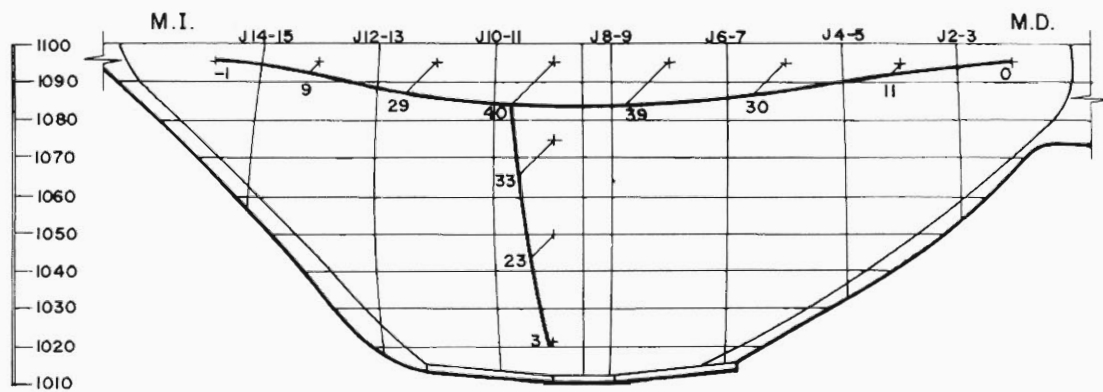


Fig. 28

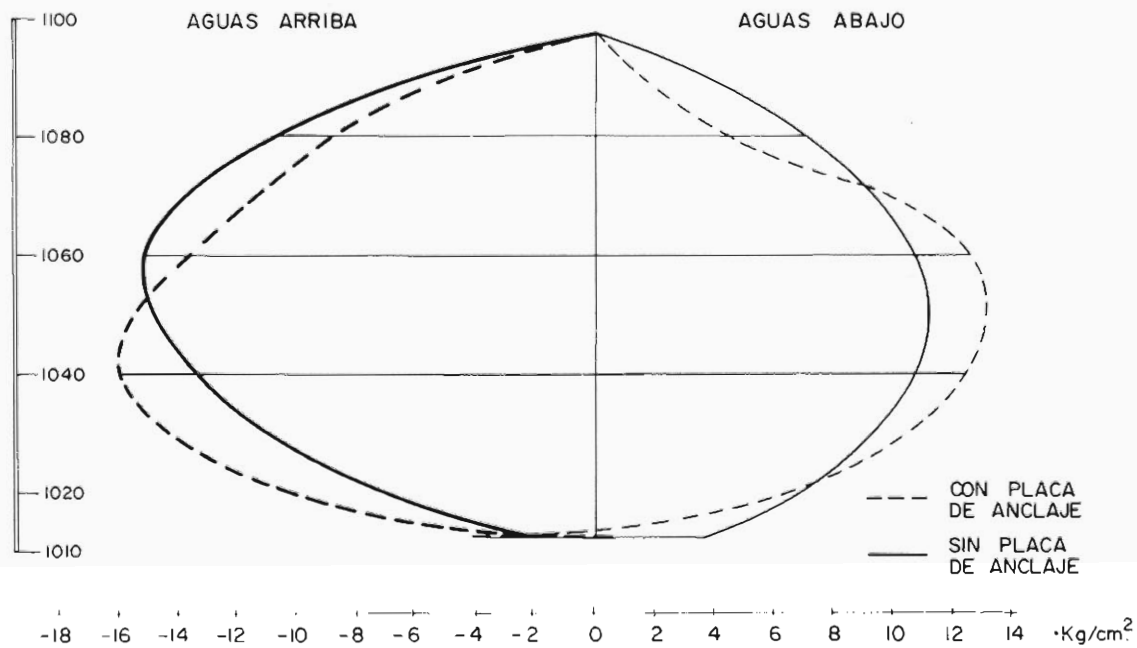


Fig. 29

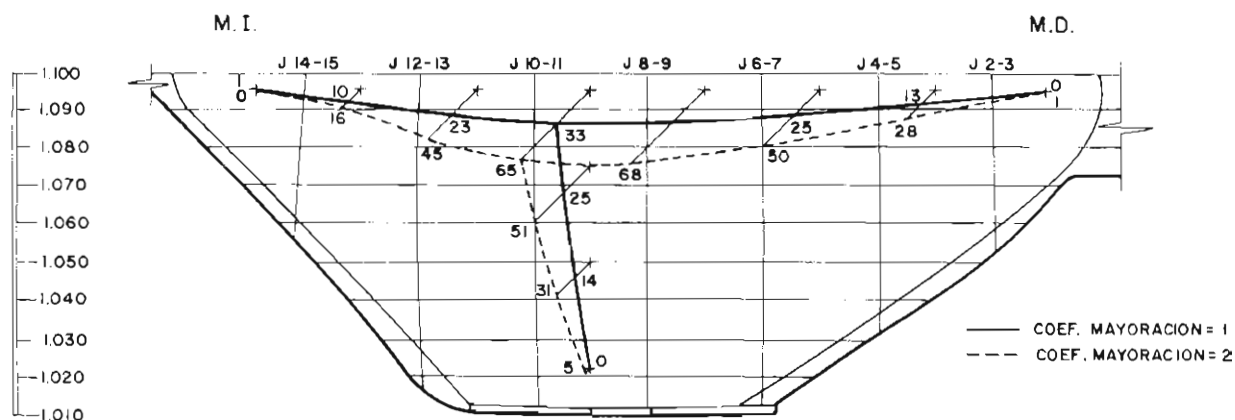


Fig. 30

10.—NOTA FINAL

El problema de la influencia del cemento en el comportamiento de la presa es, sin duda, complejo y de difícil evaluación por métodos analíticos. La realización de ensayos geomecánicos en modelo constituye una ayuda de gran valor para el estudio de dichos temas en el proyecto de una presa. En los ejemplos aquí presentados el Laboratorio Central ha utilizado técnicas ya experimentadas en otros países para el mencionado tipo de ensayos. En la actualidad se estudia el perfeccionamiento de estas diferentes técnicas y la introducción de otras nuevas, de forma que cada vez resulte de mayor utilidad para el proyectista el estudio experimental en modelo reducido.

REFERENCIAS

- (1) Benito, C.: **Apuntes de Análisis Experimental de estructuras**. Madrid, 1.972.
- (2) Benito, C.: **Comprobación experimental de cubiertas laminares por medio de modelos reducidos**. (Publicación N.º 97 del Laboratorio Central), Madrid, 1.959.
- (3) Fumagalli, E.: **Statical and geomechanical models**. Editorial Springer - Verlag. Viena 1.973.
- (4) Oberti, G.; Lauletta, E.: **Evaluation criteria for factors of safety. Model test results**. Boletín del I. S. M. E. S. N.º 25, Bérgamo 1.964.
- (5) Rocha, M; Laginha Serafim, J.: **Analysis of Concrete Dams by model test**. 5.º Congreso Internacional de Grandes Presas, París 1.955, Vol. IV (1.957).
- (6) Rocha, M; Laginha Serafim, J.: **Rupture Studies on Arch Dams by means of models**. Technical Paper N.º 142 (L.N.E.C.) Lisboa 1.961.
- (7) Rocha, M.: **Structural model techniques. Some recent developments**. Memoria N.º 264 (L.N.E.C.) Lisboa 1.965.
- (8) Rocha, M; Laginha Serafim, J.: **The Determination of the safety factor of Arch Dams by means of models**. International Colloquium on Models of Structures (R.I.L.E.M.), Madrid 1.959.
- (9) Samartín, A.; Martínez, J.: **Geometría de Presas Bóveda**. (Publicación N.º 203 del Laboratorio Central), Madrid 1.973.
- (10) Samartín, A., Espinosa, R.: **Método Aproximado de Cálculo de Presas Bóveda** (Publicación N.º 202 del Laboratorio Central). Madrid 1.973.